

INFLUÊNCIA DA EXECUÇÃO DE PAREDES EXTERIORES NÃO ESTRUTURAIS EM ALVENARIA, NA EXTREMIDADE DE LAJES EM CONSOLA, NO DIMENSIONAMENTO DE LAJES DE BETÃO ARMADO

RUI JORGE CEP FILIPE

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES CIVIS

Orientador: Professor Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes

FEVEREIRO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais, Irmãs e Vera

*Não importa o tamanho dos obstáculos mas o tamanho da motivação que temos para os
superar*

Augusto Cury

AGRADECIMENTOS

Apesar de este trabalho resultar de um processo solitário de pesquisa, trabalho e dedicação, não poderia deixar de agradecer a um conjunto de pessoas que directa ou indirectamente tiveram interferência na sua realização.

Assim, gostaria de deixar os meus sinceros agradecimentos:

Ao meu orientador, Prof. Jorge Chaves Fernandes não só por toda a disponibilidade demonstrada e conhecimentos transmitidos, como também por toda a paciência, generosidade e boa disposição com que o fez. A ele, um imenso obrigado.

A todos os meus amigos, pelo alento que muitas vezes me deram para continuar e por todo o apoio, preocupação e interesse demonstrado, condensado na pergunta: “ Então quando acabas a tese?”.

Ao Rui, pela companhia, horas de trabalho e auxílio prestado.

Aos meus pais e irmãs, por todo o apoio, compreensão e carinho com que lidaram comigo ao longo deste trabalho.

À Vera, um agradecimento muito especial pela paciência, apoio e principalmente pelo grande sacrifício feito nesta minha caminhada. A ela o meu mais profundo obrigado.

Por fim, um obrigado a todos aqueles que embora não tenham sido atrás mencionados, contribuíram para que este trabalho fosse realizado.

RESUMO

O projecto estrutural de um edifício é elaborado segundo os regulamentos em vigor do país em questão. No entanto, devido ao facto de no processo construtivo estarem envolvidos diversos intervenientes e materiais, aliado ao facto de existir uma constante evolução desse processo construtivo, a sua conciliação não se apresenta fácil. Este é o caso da relação das estruturas de betão com as alvenarias de tijolo cerâmico.

Assim, o presente trabalho tem como objectivo principal avaliar a influência da execução de paredes exteriores não estruturais em alvenaria, na extremidade de lajes em consola, no dimensionamento de lajes de betão armado. Para que o estudo seja feito da forma mais precisa e correcta possível, serão dimensionados à luz da Regulamentação em vigor os elementos que têm influência directa no resultado pretendido, ou seja, serão dimensionadas as vigas e as lajes de um piso de um edifício corrente de habitação.

Para tal, será utilizado um programa de cálculo automático, o Robot Millennium v.17.5. Com o programa e atendendo às condições exigenciais de um projecto de estabilidade de um edifício de habitação impostas pelo REBAP e pelo RSA, será feito o dimensionamento e o posterior estudo de deformação de um piso.

Numa primeira fase deste trabalho será abordado o elemento não estrutural escolhido, nomeadamente o limite de deformação admissível para o qual se prevê não ocorrer fissuração, bem como as patologias que poderá sofrer. Numa fase posterior, será realizado todo o processo de dimensionamento dos elementos em questão, definindo-se modelos de cálculo, soluções, determinação de esforços, dimensionamento de armaduras e elaboração de peças desenhadas.

Por fim, será efectuada a análise de deformação das lajes em consola, recorrendo a um método de estimativa de flechas a longo prazo, o Método Bilinear. Após efectuada a análise será realizada a comparação dos resultados obtidos com os limites regulamentares de deformação de lajes de betão armado e os limites de deformação admissíveis para a alvenaria.

Desta forma, será possível verificar se existe uma correcta articulação entre os dois sistemas da construção no que diz respeito à compatibilidade de deformações. Assim, poder-se-á concluir se será suficiente cumprir o disposto nos regulamentos relativamente às deformações para que não ocorram patologias nos elementos não estruturais.

PALAVRAS-CHAVE: Projecto estrutural, Betão armado, Alvenaria não estrutural, Deformação, Laje em consola

ABSTRACT

The structural design of a building is established under the regulations in force in the concerned country. However, due to the fact that various actors and materials are involved in the constructive process and to the fact that there is a constant evolution of this same process, their conciliation is not easy. This is the case of the relation between concrete structures and ceramic brick masonry.

The present work has as main objective to evaluate the influence of the implementation of exterior walls in non-structural masonry, on the edge of slabs in console, in the dimensioning of reinforced concrete slabs. In order the study is done in the most precise and accurate possible way, the elements that will directly influence the desired result will be dimensioned in light of the regulations in force. Those elements are the beams and the slabs of a floor from a current housing building.

For this, it will be used a program for automatic calculation, the Robot Millennium v.17.5. With the program and attending to the demanding conditions of a project of stability of housing building imposed by REBAP and RSA, the dimensioning and further deformation study of a floor will be done.

In a first stage of this work, the chosen non-structural element will be addressed, namely the permissible deformation limit for which is expected to not occur no cracking, as well as the pathologies that it may suffer. At a later stage, it will be thoroughly done the process of dimensioning of the elements in question, setting up model calculations, solutions, effort determination, armor dimensioning and development of drawings.

Finally it will be done the analysis of the deformation of slabs in console, using a method for estimation of arrows in the long term, the bilinear method. After this analysis it will be conducted a comparison between the results obtained and the regulatory limits of deformation of slabs of reinforced concrete and the limits of permissible deformation for masonry.

This way it will be possible to check if there is proper coordination between the two systems of construction regarding the compatibility of deformations. So, it may be concluded if it is sufficient to comply the regulations for deformations so that pathologies do not occur in non-structural elements.

KEYWORDS: Project structures, reinforced concrete, non- structural masonry, deformation, slabs in console

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO	1
1.2. ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS	2
1.3. OBJECTIVOS	2
1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO	2
2. ALVENARIA	5
2.1. ALVENARIA EM PORTUGAL	5
2.2. CLASSIFICAÇÃO DE ALVENARIAS	7
2.2.1. ALVENARIA NÃO ESTRUTURAL	7
2.3. IMPORTÂNCIA / PESO	7
2.4. VANTAGENS COMPETITIVAS DA ALVENARIA	8
2.5. ANOMALIAS EM ALVENARIAS	9
2.6. FISSURAÇÃO DE PAREDE DE ALVENARIA	10
2.6.1. VALORES MÁXIMOS DA DEFORMAÇÃO DE LAJE DE BETÃO ARMADO	11
2.6.2. VALORES MÁXIMOS DA DEFORMAÇÃO DE ALVENARIA	11
2.6.3. TIPO DE FISSURAÇÃO	12
2.7. SOLUÇÕES PARA O SECTOR	14
3. GENERALIDADES DO EDIFÍCIO E CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	15
3.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO	15
3.2. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	17
3.2.1. PISO TIPO	17
3.2.2. LAJES FUNGIFORMES	18
3.2.3. VIGAS DE BORDADURA	18
3.2.4. PILARES	18

3.2.5. MATERIAIS ESCOLHIDOS	20
3.2.6. REGULAMENTAÇÃO.....	20

4. SEGURANÇA E ACÇÕES

4.1. INTRODUÇÃO	21
4.2. CLASSIFICAÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES	21
4.2.1. CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO.....	21
4.2.2. CRITÉRIOS DE QUANTIFICAÇÃO	22
4.2.3. DEFINIÇÃO DE ACÇÕES	23
4.2.3.1. Acções Permanentes	23
4.2.3.2. Acções Variáveis - Sobrecarga.....	23
4.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.....	24
4.3.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	24
4.3.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	25

5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

5.1. LAJES	27
5.2. LAJES EM CONSOLA.....	29
5.3. VIGAS	29
5.4. PILARES.....	32
5.4.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PILAR 8	34

6. DIMENSIONAMENTO

6.1. MODELO ESTRUTURAL.....	39
6.2. DISPOSIÇÕES DE PROJECTO E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	41
6.2.1. ARMADURAS	41
6.2.2. DISTÂNCIAS	41
6.2.3. RECOBRIMENTO	42
6.2.4. ADERÊNCIA.....	42
6.2.5. AMARRAÇÃO	43
6.3. ARMADURA EM VIGAS	44
6.3.1. ARMADURA LONGITUDINAL	44
6.3.2. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO	47

6.3.3. CÁLCULO DE ARMADURA NAS VIGAS	49
6.3.3.1. Cálculo de Armadura Longitudinal	51
6.3.3.2. Cálculo de Armadura Transversal.....	55
6.3.3.3. Dispensa de Armadura Longitudinal	59
6.3.3.4. Posição da Armadura Transversal	62
6.4. LAJE FUNGIFORME	64
6.4.1. ARMADURA LONGITUDINAL	64
6.4.1.1. Armadura Inferior	65
6.4.1.2. Armadura Superior	70
6.4.1.3. Armadura na Laje em Consola	75
 7. DEFORMAÇÃO	 79
7.1. INTRODUÇÃO	79
7.2. MODELO ESTRUTURAL	80
7.3. FLECHA ELÁSTICA.....	80
7.4. CÁLCULO DE FLECHAS A LONGO PRAZO	82
7.4.1. TEORIA DO MÉTODO BILINEAR	82
7.4.1.1. Flecha a_c – valor de base	83
7.4.1.2. Flecha a_I – estado I	83
7.4.1.3. Flecha a_{II_0} – estado II_0	84
7.4.1.4. Flecha provável – a	84
7.4.2. CASO DE ESTUDO.....	85
7.4.2.1. Coeficiente de Fluência	85
7.4.2.2. Coeficientes k_A^I , k_ψ^I , k_A^{II} , k_ψ^{II}	88
7.4.2.3. Coeficientes de Repartição ξ	91
7.4.2.4. Determinação da Flecha a_I e a_{II_0}	93
7.4.2.5. Determinação da Flecha provável a	93
7.5. ANÁLISE DE RESULTADOS	95
7.5.1. LIMITE DE DEFORMAÇÃO DO ELEMENTO DE SUPORTE	95
7.5.2. DEFORMAÇÃO PROVÁVEL DO ELEMENTO DE SUPORTE.....	95
7.5.3. LIMITE DE DEFORMAÇÃO DAS PAREDES EXTERIORES NÃO ESTRUTURAIS EM ALVENARIA	95
7.5.4. CRÍTICA SOBRE OS RESULTADOS	95

7.6. ANÁLISE DE NOVA SOLUÇÃO	96
7.6.1. NOVA SECÇÃO DA LAJE	96
7.6.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO BILINEAR NA NOVA SOLUÇÃO	96
7.6.2.1. Coeficientes k_A^I , k_ψ^I , k_A^{II} , k_ψ^{II}	97
7.6.2.2. Coeficiente de Repartição ξ	100
7.6.2.3. Determinação da Flecha a_I e a_{II_0}	101
7.6.2.4. Determinação da Flecha provável a	101
7.6.3. CRÍTICA SOBRE OS RESULTADOS	102
 8. CONCLUSÕES	 103

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Evolução das paredes de alvenaria exterior em Portugal [2]	6
Fig.2.2 – Peso relativo dos vários tipos de obra em Portugal [4]	8
Fig.2.3 – Distribuição de anomalias em edifícios [5]	9
Fig.2.4 – Anomalias em paredes exteriores [5]	10
Fig.2.5 – Fissuração característica de parede de alvenaria devido à deformação da laje em consola [4]	12
Fig.2.6 – Caso real de fissuração de parede de alvenaria devido à deformação da laje em consola ..	13
Fig.2.7 – Caso real de fissuração de parede de alvenaria devido à deformação da laje em consola ..	13
Fig.2.8 – Caso real de fissuração de parede de alvenaria devido à deformação da laje em consola ..	14
Fig.3.1 – Complexo habitacional	15
Fig.3.2 – Corte A3.....	16
Fig.3.3 – Planta estrutural do piso tipo	17
Fig.3.4 – Exemplo de lajes fungiformes.....	18
Fig.3.5 – Disposição dos pilares no piso tipo	19
Fig.3.6 – Área de Influência dos pilares.....	20
Fig.5.1 – Viga mais condicionante e respectiva área de carga incidente	30
Fig.5.2 – Disposição e dimensões das vigas no piso tipo.....	32
Fig.5.3 – Área de influência do pilar 8	34
Fig.5.4 – Secções dos pilares no piso tipo.....	37
Fig.6.1 – Vista 3D do modelo do piso tipo introduzido no programa Robot.....	40
Fig.6.2 – Vista 2D do modelo do piso tipo introduzido no programa Robot.....	40
Fig.6.3 – Vista 3D do modelo do piso tipo, com todos os apoios visíveis	41
Fig.6.4 – Quadro com valores de cálculo da tensão de rotura da aderência, f_{bd}	42
Fig.6.5 – Tipos de amarração das armaduras.....	43
Fig.6.6 – Valores do comprimento de amarração.....	44
Fig.6.7 – Espaçamento máximo dos varões da armadura longitudinal de tracção em vigas	45
Fig.6.8 – Diagrama de translação.....	46
Fig.6.9 – Quadro com valores da tensão τ_1	47
Fig.6.10 – Diagrama de momentos da viga 1	49
Fig.6.11 – Diagrama de esforço transversal da viga 1	50
Fig.6.12 – Distância “d” em corte de viga	52

Fig.6.13 – Diagrama de momentos flectores negativos real.....	59
Fig.6.14 – Simplificação adoptada para o diagrama de momentos flectores negativos	60
Fig.6.15 – Distâncias a estribar	62
Fig.6.16 – Mapa dos momentos flectores segunda a direcção “x” na laje fungiforme do piso tipo	66
Fig.6.17 – Zona mais gravosa do lado esquerdo do mapa de momentos flectores.....	66
Fig.6.18 – Zona mais gravosa do lado direito do mapa de momentos flectores.....	67
Fig.6.19 – Mapa dos momentos flectores segunda a direcção “y” na laje fungiforme do piso tipo	68
Fig.6.20 – Zona mais gravosa da parte superior do mapa de momentos flectores	69
Fig.6.21 – Zona mais gravosa da parte inferior do mapa de momentos flectores	70
Fig.6.22 – Mapa dos momentos flectores segunda a direcção “x” na laje fungiforme do piso tipo	71
Fig.6.23 – Mapa dos momentos flectores segunda a direcção “y” na laje fungiforme do piso tipo	71
Fig.6.24 – Mapa dos momentos flectores segunda a direcção “x” na zona do pilar 6	72
Fig.6.25 – Corte segundo “x” com a directriz segundo “y” e respectivo valor do integral	73
Fig.6.26 – Mapa dos momentos flectores segunda a direcção “y” na zona do pilar 6	74
Fig.6.27 – Corte segundo “x” com a directriz segundo “x” e respectivo valor do integral	74
Fig.6.28 – Representação das cargas actuates na consola	75
Fig.6.29 – Representação das reacções existentes na consola e do sentido positivo de actuação das forças	76
Fig.7.1 – Planta do modelo estrutural do ROBOT com as deformações.....	81
Fig.7.2 – Modelo estrutural do ROBOT a “3d” com as deformações	81
Fig.7.3 – Modelo estrutural do ROBOT a “3d” com as deformações	82
Fig.7.4 – Relação bilinear momento-flecha [16].....	82
Fig.7.5 – Relação bilinear momento-flecha – Flexão Simples [16]	84
Fig.7.6 – Ábaco com valores da Função $\beta_d(t-t_0)$ em função do tempo de carregamento [7].....	86
Fig.7.7 – Quadro com valores do coeficiente φ_{f1} [7]	87
Fig.7.8 – Quadro com valores do coeficiente φ_{f2} [7].....	87
Fig.7.9 – Ábaco da função β_f [7].....	88
Fig.7.10 – Ábaco do coeficiente $k_{s1} \leftrightarrow k_A^I$	89
Fig.7.11 – Ábaco do coeficiente $k_{s2} \leftrightarrow k_A^{II}$	90
Fig.7.12 – Ábaco do coeficiente $k_{\varphi1} \leftrightarrow k_{\psi}^I$	90
Fig.7.13 – Ábaco do coeficiente $k_{\varphi2} \leftrightarrow k_{\psi}^{II}$	91
Fig.7.14 – Mapa de momentos flectores negativos.....	92

Fig.7.15 – Corte na secção determinante e respectivo valor do integral.....	92
Fig.7.16 – Planta do modelo estrutural do ROBOT com as deformações relativas ao peso próprio....	94
Fig.7.17 – Planta do modelo estrutural com laje de 28cm e as respectivas deformações	97
Fig.7.18 – Ábaco do coeficiente $k_{s1} \leftrightarrow k_A^I$	98
Fig.7.19 – Ábaco do coeficiente $k_{s2} \leftrightarrow k_A^{II}$	99
Fig.7.20 – Ábaco do coeficiente $k_{\varphi1} \leftrightarrow k_{\psi}^I$	99
Fig.7.21 – Ábaco do coeficiente $k_{\varphi2} \leftrightarrow k_{\psi}^{II}$	100
Fig.7.22 – Planta do modelo estrutural com laje de 28cm e as deformações relativas ao peso próprio	102
Fig.8.1 – Esquema representativo da solução indicada	104

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 – Acções Permanentes.....	23
Quadro 4.2 – Acções Variáveis - Sobrecarga	23
Quadro 6.1 – Percentagem Mínima de Estribos	48
Quadro 6.2 – Valores de Momentos e Distâncias	50
Quadro 6.3 – Valores de esforço transversal e distâncias	51
Quadro 6.4 – Dispensa de armaduras.....	62
Quadro 6.5 – Distância a estribar	63

SÍMBOLOS

A_c – Área da secção transversal do betão

A_{inf} - Área de influência do pilar

A_{ret} - Armadura de retracção

A_s – Área da secção de uma armadura para betão armado

$A_{s,cal}$ – Secção da armadura requerida pelo cálculo

$A_{s,ef}$ – Secção da armadura efectivamente adoptada

$A_{s,min}$ - Área da secção mínima de armadura

A_{sw} - Área da secção da armadura de esforço transversal

M_{sd} – Valor de cálculo do momento flector actuante

M_{rd} – Momento de fendilhação na secção determinante

M_D – Momento flector actuante na secção determinante

R_d - Valor de cálculo do esforço resistente

S_d - Valor de cálculo do esforço actuante

V_{cd} - Valor corrector da teoria de Morsh

V_{rd} - Valor de cálculo do esforço transversal resistente

V_{wd} - Resistência das armaduras de esforço transversal segundo a teoria de Morsh

a_l – Translação do diagrama de forças M_{sd}/z

b – Largura da secção

b_t - Largura média da zona traccionada

b_w - Largura da alma da secção

d – Altura útil da secção

d' – Distância da armadura de compressão à face

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão

f_{bd} – Valor de cálculo da tensão de rotura de aderência

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples aos 28 dias de idade

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço e das armaduras ordinárias

h – Altura total de uma secção transversal

l_b - Valor de base do comprimento da amarração de uma armadura

$l_{b,net}$ - Comprimento de amarração de uma armadura

s - Espaçamento dos estribos

u - Perímetro

a_I - Flecha no estado I

a_{II_0} - Flecha no estado II0

β_1 – Coeficiente que considera as propriedades de aderência dos varões

β_2 – Coeficiente que considera a duração ou a repetição de cargas

μ – Momento reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente

ϕ – Diâmetro do varão ou diâmetro equivalente do agrupamento

ψ - Coeficiente de fluência

k_A^I - Coeficiente que tem em consideração o efeito das armaduras

k_ψ^I - Coeficiente que tem em consideração o efeito da fluência

k_A^{II} - Coeficiente que tem em consideração o efeito das armaduras

k_ψ^{II} - Coeficiente que tem em consideração o efeito da fluência

ξ – Coeficiente de repartição

λ - Coeficiente que depende das condições higrométricas do ambiente

ρ – Percentagem de armadura de tracção

ρ' - Percentagem de armadura de compressão

α – Coeficiente de homogeneização

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO

Quando se inicia um processo de construção, deve-se ter em mente um objectivo primordial, o de garantir um óptimo funcionamento do edifício a construir, de forma a satisfazer o utilizador final e tendo também em vista uma exigência de qualidade construtiva. Para que este objectivo se realize é necessário que todos os intervenientes do processo construtivo, desde o seu início até à conclusão dos trabalhos, canalizem esforços para que tal suceda, sem deixar de ter em conta uma parte fundamental, a interligação entre todos estes intervenientes nas suas diversas fases do projecto. Só uma óptima interligação permite garantir qualidade do produto final e consequentemente uma diminuição de problemas futuros de manutenção e utilização.

Assim, quando se procede à realização do projecto de um edifício, deve-se garantir quanto antes que a solução encontrada é a mais adequada sob um ponto de vista estrutural. É nesta fase que se define a qualidade do projecto de estruturas, onde o projectista tem em suas mãos a responsabilidade de, mediante diversas alternativas encontrar uma solução generalizadora, ou seja, a que possibilite uma maior resistência da estrutura com o mínimo de custos, que respeite o maior número de condicionalismos impostos pela arquitectura e que garanta a longo prazo um melhor comportamento de todos os elementos construtivos sem apresentar patologias. São todos estes factores que decidem, a curto e longo prazo, se a escolha feita foi positiva, escolha esta que é então vital, não só para os custos envolvidos como também para a própria funcionalidade do edifício.

Se uma das grandes preocupações em fase de projecto é a de evitar o aparecimento de patologias, hoje em dia, continua-se a verificar com alguma frequência o aparecimento destas em elementos não estruturais. A partir do momento em que tal situação se verifica, existem várias possibilidades de justificação, nomeadamente: deficiente execução em obra dos elementos; utilização inapropriada mediante o tipo de uso definido.

Partindo do princípio que estas justificações não são válidas, ou seja, que os elementos foram executados de forma correcta e a utilização que lhes foi dada corresponde ao uso previsto, surge uma questão: terá estado um mau dimensionamento estrutural na base do aparecimento destas patologias?

Como base, os projectistas têm a regulamentação existente em cada país, como guião de trabalho que impõe regras e limites a cumprir. No entanto, existe a possibilidade de que mesmo que os projectistas tenham executado o projecto de acordo com todas as regras estabelecidas, continuem a aparecer patologias não esperadas.

Então a grande questão prende-se com o facto de saber qual a real influência do comportamento de elementos não estruturais nos respectivos elementos de suporte e qual a compatibilização existente

entre os valores limite de deformação indicados regulamentarmente e aqueles que são na realidade previsíveis.

Uma vez que seria demasiado extenso analisar diversos elementos não estruturais, optou-se pelo estudo de paredes exteriores em alvenaria tendo como base de suporte lajes de betão armado em consola.

1.2. ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS

Os elementos não estruturais são elementos que não fazendo parte da estrutura, se encontram ligados a ela. Podem ser paredes de alvenaria exteriores ou interiores, revestimentos, rebocos, caixilharias, etc.

As diversas cargas actuantes no edifício, como o peso próprio dos elementos e restantes cargas permanentes, provocam naturalmente deformação nos elementos de suporte como as lajes e vigas. O que se verifica é que as flechas geradas por essa deformação são muitas vezes incompatíveis com a capacidade de deformação dos elementos não estruturais, que pelo facto de se encontrarem ligados à própria estrutura, podem assumir um mau funcionamento e consequentemente o aparecimento de patologias.

1.3. OBJECTIVOS

A elaboração deste trabalho baseou-se em dois grandes objectivos, o primeiro dos quais, está relacionado com o aparecimento de patologias. Como já foi referido, um dos motivos que originam o aparecimento destas será a elevada deformação a tempo infinito do elemento de suporte, neste caso a laje de betão armado em consola, que provocará uma deformação no elemento não estrutural superior ao que este consegue suportar. No entanto, os limites de deformabilidade (flechas máximas) de uma laje de betão armado já se encontram definidos em vários regulamentos. Isto implica que quando um projectista cumpre os limites impostos, se espera que a deformação do elemento esteja limitada. Assim, o primeiro e principal objectivo deste trabalho será o de verificar se os limites de deformação impostos pela regulamentação actualmente em vigor em Portugal, o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), relativamente a lajes de betão armado, representam valores compatíveis com a deformação máxima que os elementos não estruturais (alvenaria em tijolo) podem sofrer. No entanto, pela importância que tem vindo a assumir, será também analisado o Eurocódigo 2 (EC2).

Uma vez que esta análise requer como base fundamental um correcto dimensionamento estrutural, o segundo objectivo será o de dimensionar os elementos que irão influenciar o cálculo das deformações. Uma vez que estas serão verticais, apenas existe necessidade de realizar o dimensionamento de elementos horizontais, ou seja, vigas e laje. Esta constituirá a primeira parte do trabalho.

Para o efeito, convém referir que para os dois objectivos será utilizado um programa de cálculo, baseado no método de elementos finitos, o Robot Millennium v.17.5.

1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho será composto por mais sete capítulos. Dentro destes capítulos, é possível estabelecer uma divisão temática. Assim, tem-se o capítulo 2, referente à alvenaria, no qual é descrito a sua situação em Portugal bem como as suas vantagens, patologias e formas de funcionamento. Os capítulos 3, 4, 5 e 6 referem-se a todo o processo de dimensionamento, desde a descrição do edifício e

a sua concepção estrutural no capítulo 3, passando pela definição de todas as acções no capítulo 4 e o pré-dimensionamento no capítulo 5. O dimensionamento final corresponde ao capítulo 6. Por fim vêm os capítulos 7 e 8 que dizem respeito ao cálculo da deformação e respectivas conclusões finais do trabalho.

2

ALVENARIA

2.1. A ALVENARIA EM PORTUGAL

Apesar de ainda não existir nenhum estudo muito aprofundado acerca da evolução das soluções de paredes de alvenaria em Portugal, julga-se ser possível afirmar que as soluções tradicionais começaram a evoluir a partir de meados do século XX. Esta deu-se de uma forma rápida e por isso, nem sempre adequada às condições locais e à própria evolução das exigências.

Por volta da década de 40, sobretudo nas zonas urbanas, assiste-se a uma generalização das estruturas porticadas de betão armado, pelo que as paredes foram perdendo a sua função resistente e passaram cada vez mais a ser simples panos de enchimento. A pedra começou então a ceder progressivamente o seu lugar aos tijolos cerâmicos e a outros materiais.

Na década de 60 e 70 a parede dupla de tijolo furado tornou-se a principal solução de parede de fachada, o que permitiu:

- Reduzir o peso das paredes e a espessura dos panos;
- Melhorar a produtividade e economia nos custos de mão-de-obra;
- Melhorar a estanquidade à água da chuva e as características térmicas e acústicas.

Inicialmente o pano exterior era bastante mais espesso que o interior, mas houve uma redução dessa espessura, até que na década de 70, os dois panos já apresentavam dimensões idênticas e por vezes muito reduzidas. Durante os anos 80, começaram-se a introduzir isolantes térmicos preenchendo parcial ou totalmente a caixa-de-ar das paredes [1].

Na década de 90, foram introduzidos em Portugal sistemas de isolamento térmico pelo exterior, que geralmente têm como suporte uma parede simples de alvenaria. Estas alterações foram introduzidas numa tentativa de melhorar o conforto térmico dos edifícios aliado a uma poupança de energia imposta pelas regulamentações térmicas existentes.

A evolução das paredes de alvenaria segue então esta sequência que fica demonstrada na seguinte figura:

- Parede simples de tijolo maciço ou perfurado e espessas;+
- Paredes de pedra com pano interior de tijolo furado e eventual caixa-de-ar;
- Paredes duplas de tijolo furado com um pano espesso;
- Paredes duplas de tijolo furado com panos de espessura média ou reduzida;

- Paredes duplas de tijolo furado com isolamento térmico preenchendo total ou parcialmente a caixa-de-ar;
- Paredes simples de tijolo furado com isolamento térmico pelo exterior.

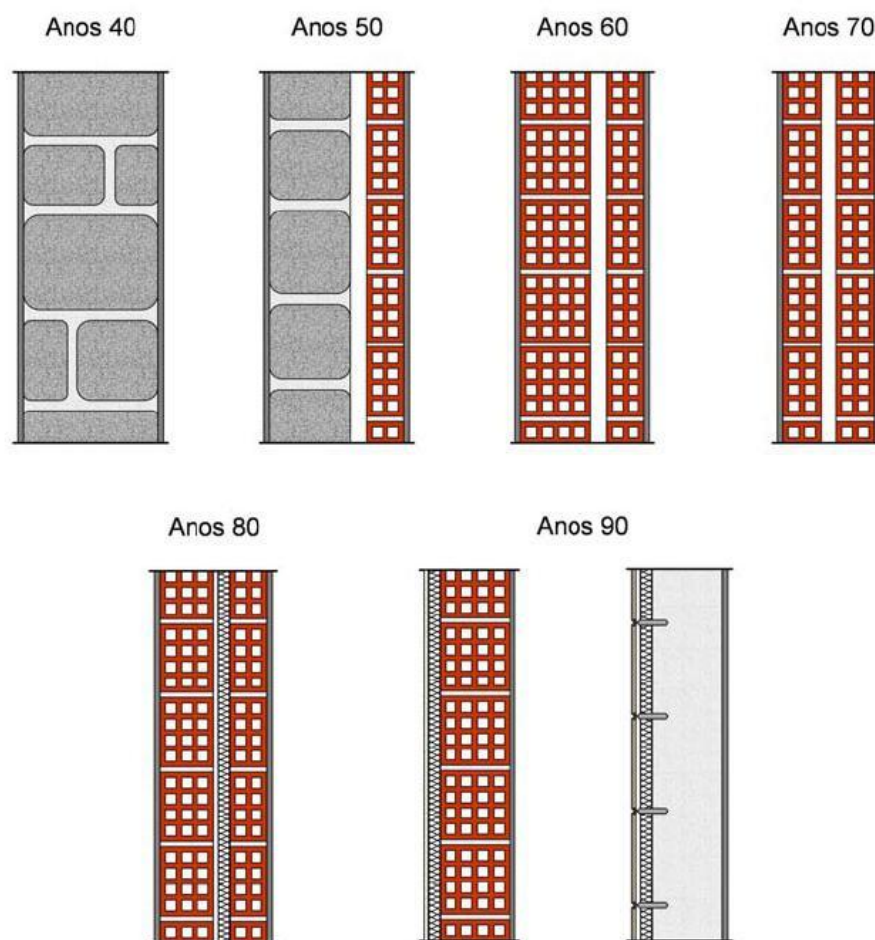


Fig.2.1 – Evolução das paredes de alvenaria exterior em Portugal [2]

Actualmente, relativamente às paredes exteriores usadas em edifícios, pode-se dizer que:

- São normalmente de simples preenchimento, duplas, onde o pano mais espesso não ultrapassa os 15cm de espessura, realizadas com tijolo cerâmico de elevada furação horizontal, com utilização muito frequente de isolantes na caixa-de-ar;
- As paredes duplas são geralmente pouco cuidadas em termos de projecto e execução, apresentando sistematicamente vícios, nomeadamente ao nível da ligação entre panos, drenagem e ventilação na caixa-de-ar, fixação do isolamento térmico, ligação à estrutura e redução de pontes térmicas;
- As soluções de parede simples com isolamento pelo exterior têm-se tornado uma solução cada vez mais corrente;
- Quer as paredes simples, quer as paredes duplas são revestidas geralmente por rebocos tradicionais normalmente ricos em ligantes hidráulicos, pouco porosos e realizados por uma

mão-de-obra que na generalidade dos casos é pouco especializada, sendo que a utilização de produtos pré-doseados tenha vindo a aumentar significativamente nos últimos tempos;

- O acabamento do reboco é realizado muito frequentemente por pintura apesar de os acabamentos em pedra e cerâmicos também possuírem alguma expressão [3].

2.2. CLASSIFICAÇÃO DE ALVENARIAS

As paredes de alvenaria de tijolo podem ter a seguinte classificação quanto à função que desempenham:

- Paredes em alvenaria de tijolo com função estrutural;
- Paredes em alvenaria de tijolo sem função estrutural;
- Paredes em alvenaria de tijolo divisória e de bordo livre;
- Paredes em alvenaria de tijolo com função especial [4].

Uma vez que no âmbito deste trabalho apenas vão ser tratadas paredes em alvenaria de tijolo sem função estrutural, serão estas a serem descritas de seguida.

2.2.1. ALVENARIA NÃO ESTRUTURAL

A alvenaria sem função estrutural é uma alvenaria não-resistente, sendo dividida em duas categorias: de enchimento ou de compartimentação. Assim, tem-se que:

- as alvenarias de enchimento têm como objectivo principal constituir separação entre o ambiente habitado e o exterior, tendo uma grande utilização nos edifícios de estrutura reticulada e mesmo na execução de paredes de enchimento de edifícios com estrutura de alvenaria;
- as alvenarias de compartimentação têm, tal como o próprio nome indica, função de divisão, nomeadamente na separação do espaço interior e limitação dos diferentes espaços. Utilizam-se geralmente com espessuras entre os 7 e os 15cm. Como requisitos fundamentais aparecem, apesar de, por vezes contraditórios, a sua leveza e o isolamento acústico [1].

2.3. IMPORTÂNCIA / PESO

A construção civil sendo uma das actividades mais importantes da economia portuguesa, representa actualmente, segundo vários estudos, cerca de 7% do Produto Interno Bruto e emprega aproximadamente 9% da força de trabalho nacional [4].

Na seguinte figura, pode-se verificar que a construção de edifícios corresponde à parcela com maior peso do conjunto total das actividades ligadas à construção civil.

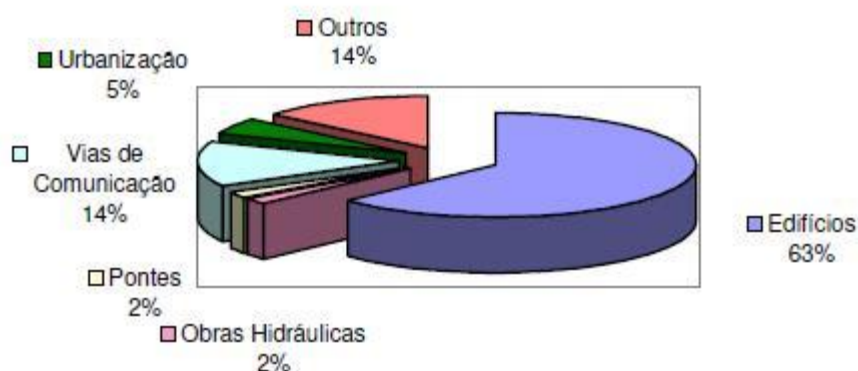


Fig.2.2 – Peso relativo dos vários tipos de obra em Portugal [4]

O custo das paredes de alvenaria, num edifício corrente, representa uma grande parcela do custo total da obra, assumindo uma grande importância na eficácia do processo construtivo o que leva a ser uma das principais tarefas onde se pode intervir de forma a aumentar a produtividade da construção. Estima-se que em média, o custo dos trabalhos em alvenaria, representa em Portugal cerca de 8,5% a 10,5% do custo global dos edifícios [4].

No entanto, convém realçar que as alvenarias para além de assumirem grande importância económica nos edifícios, são fundamentais no seu desempenho, nomeadamente a nível de habitabilidade, segurança e durabilidade.

2.4. VANTAGENS COMPETITIVAS DA ALVENARIA

A parede de alvenaria apresenta geralmente um bom desempenho funcional, nomeadamente em termos de isolamento térmico e acústico, estanquidade à água, resistência ao fogo e resistência mecânica.

A sua durabilidade é superior à de qualquer outro material, uma vez que os elementos cerâmicos apresentam uma durabilidade que pode ser considerada infinita (superior a 1000 anos). Apresenta também uma enorme flexibilidade e versatilidade sendo possível compor elementos com qualquer forma e dimensão. O fabrico destes elementos é relativamente fácil e de baixo custo de produção, para o qual contribui a grande disponibilidade de matérias-primas em qualquer região da Terra.

Para além destes factores, convém realçar três importantes vantagens ambientais: a produção destes elementos não é poluente, envolve um baixo custo energético e quando demolidos poderão ser 100% reutilizáveis.

Socialmente são de maior aceitação pelo utente e pela sociedade, sendo correntemente a primeira opção de compra do mercado.

Muito sucintamente, as paredes de alvenaria apresentam as seguintes vantagens:

- Melhor relação custo/benefício entre todos os materiais existentes usados com funções semelhantes;
- Material de construção mais económico no mundo tendo em conta os investimentos inicial e de manutenção.

Como desvantagens, podem-se indicar:

- Necessidade de mão-de-obra especializada para a sua execução;
- Baixa produtividade na execução devido ao elevado consumo de mão-de-obra;
- Domínio técnico centrado na mão-de-obra executora;
- Necessidade de revestimentos adicionais de forma a obter uma textura lisa;
- Elevada massa por unidade de superfície [4].

2.5. ANOMALIAS EM ALVENARIAS

As paredes de alvenaria são um dos subsistemas mais importantes presentes nos edifícios, nomeadamente as paredes exteriores que, separando o ambiente interior do exterior, são decisivas para o desempenho dos edifícios. No entanto, apesar desta evidente importância, estas são de uma forma geral objecto de poucos cuidados para o qual contribuem determinadas particularidades das alvenarias como elemento construtivo, nomeadamente:

- Asseguram variadas exigências funcionais, sendo que o seu desempenho é fortemente condicionado pela qualidade construtiva;
- A sua caracterização experimental é muito mais complexa e dispendiosa do que noutros materiais de construção para além de se ter iniciado muito mais tarde do que noutras áreas da engenharia e da construção;

Estas particularidades, aliadas à carência de pormenorizar cuidadosamente as alvenarias, constituem um grande obstáculo, uma vez que de entre os subsistemas construtivos, é onde se verificam maiores variações de desempenho e consequentemente de anomalias [4].

Neste sentido, é do senso comum que as paredes de alvenaria são o principal foco de anomalias nos edifícios, sendo pelo menos o rosto mais comum de uma face da construção que já não deveria ser visível. Como se pode ver na seguinte figura, as anomalias em alvenarias constituem cerca de 25% de todas as anomalias em edifícios.

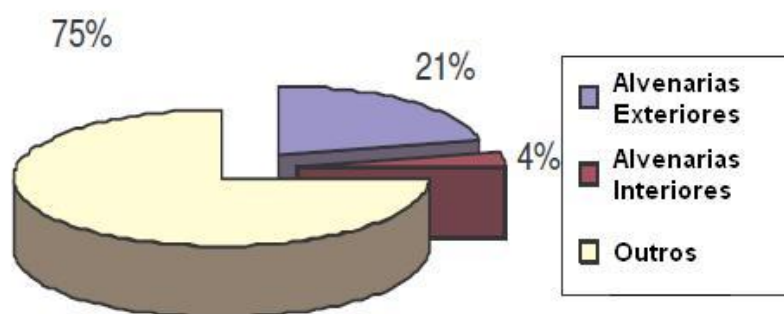


Fig.2.3 – Distribuição de anomalias em edifícios [5]

Quando se trata do tipo de anomalias em alvenarias, estas são principalmente as fissuras de paredes e a manifestação de problemas associados à estagnidade da água e humidade. Uma outra anomalia

relevante está relacionada com problemas de estabilidade e consequente degradação dos revestimentos. Tal pode ser comprovado através da seguinte figura.

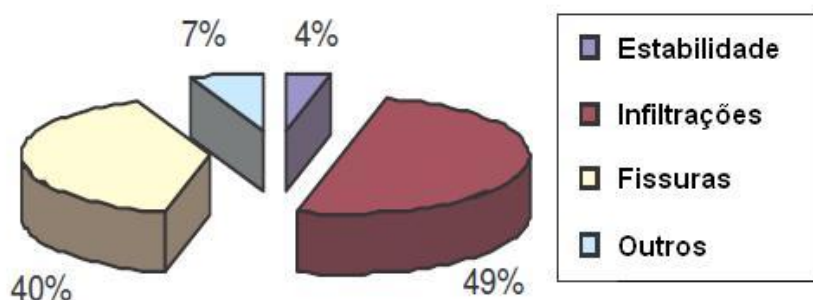


Fig.2.4 – Anomalias em paredes exteriores [5]

Este tipo de anomalias está directamente relacionado com aspectos de carácter económico, qualidade da mão-de-obra, práticas construtivas correntes e tal como já foi referido, com a pormenorização em projecto.

Como casos específicos e práticos deste tipo de causas de anomalias, podem-se apresentar alguns erros e defeitos, nomeadamente:

- Juntas de dilatação inadequadas ou inexistentes que conduzem a fenómenos de fissuração, esmagamento localizado e destacamento de revestimento;
- Apoio deficiente das paredes para correcção das pontes térmicas que pode levar a fissuras horizontais ou nos casos mais graves à criação de condições de instabilidade que podem levar ao colapso parcial ou total da parede;
- Ausência de grampeamento em paredes duplas que leva ao aparecimento de um comportamento diferencial entre os dois panos de parede;
- Deformabilidade excessiva do suporte que se traduz numa incompatibilidade de deformação a longo prazo dos dois elementos construtivos ligados rigidamente. A enorme diversidade de configurações geométricas das lajes e dos seus apoios, bem como da disposição das paredes, conduz a um número bastante considerável de combinações possíveis de deformação;
- Deficiente execução da caixa-de-ar de paredes duplas nomeadamente no que diz respeito à drenagem e ventilação que se traduz em consequências nefastas;
- Erro de escolha ou colocação de isolamento térmico nas caixas-de-ar que pode levar ao humedecimento e deterioração dos materiais e como consequência a criação de pontes térmicas localizadas, com a criação de fungos e bolores [6].

2.6. FISSURAÇÃO DE PAREDE DE ALVENARIA

O avanço da tecnologia das estruturas de betão armado e o consequente aumento dos vãos entre pilares e do número de pisos, assim como da rapidez de execução dos edifícios, torna indispensável um grande cuidado ao projectar as paredes de alvenaria, tanto exteriores como interiores. Neste processo, onde se pretende compatibilizar dois subsistemas da construção, estrutura e alvenaria, surgem várias

interferências, nomeadamente ao nível das deformações, pois os valores previstos para a flecha das estruturas geralmente interferem nas alvenarias.

Os componentes estruturais, nomeadamente as lajes de betão armado, admitem flechas que podem não comprometer em nada a sua própria estética, estabilidade e resistência. No entanto, tais flechas podem ser incompatíveis com a capacidade de deformação das paredes de alvenaria que integram os edifícios.

Ao que tudo indica estas apresentam ser, de entre os elementos não estruturais, os componentes mais susceptíveis à ocorrência de fissuras pela deformação do suporte. Embora os danos provocados nas paredes não ponham, na generalidade das situações, em causa a estabilidade estrutural, acaba sempre por ser necessário tomar medidas para a sua eliminação, que para além de dispendiosas nem sempre obtêm sucesso.

2.6.1. VALORES MÁXIMOS DA DEFORMAÇÃO DE LAJE DE BETÃO ARMADO

Tal como já foi referido, os valores máximos de deformação a serem considerados são os indicados quer no REBAP, quer no EC2. Assim, relativamente ao REBAP, o artigo 72.º refere, *“Nos casos correntes de vigas e lajes de edifícios, a verificação da segurança em relação aos estados limites de deformação poderá limitar-se à consideração de um estado limite definido por uma flecha igual a $l/400$ do vão para combinações frequentes de acções; porém se a deformação afectar paredes divisórias, e a menos que a fendilhação dessas paredes seja contrariada por medidas adequadas, aquela flecha não deve ser tomada com valor superior a 1,5 cm.”*. No entanto, o mesmo artigo diz, *“A verificação de segurança referida no número anterior considera-se satisfeita desde que se cumpram as condições expressas nos artigos 89.º, 102.º e 113.º”* [7].

Desta forma e tendo em conta que a análise a efectuar no presente trabalho será relativa a lajes, ou seja, tendo em conta o artigo 102.º, é de esperar que à partida os valores obtidos para a flecha máxima respeitem as condições enunciadas no artigo 72.º.

Segundo o EC2 e de acordo com o ponto 7.4.1. (5), tem-se, *“As flechas susceptíveis de danificar partes adjacentes à estrutura devem ser limitadas. Para as flechas que ocorram depois da construção, o limite $vão/500$ é normalmente adequado...”* [8].

2.6.2. VALORES MÁXIMOS DA DEFORMAÇÃO DE ALVENARIA

Quando se trata da capacidade máxima de deformação da alvenaria encontram-se, mediante o autor, valores bastante díspares. Apresenta-se então de seguida, alguns dos valores.

Pferffermann realizou estudos envolvendo tijolos de barro e constatou o aparecimento das primeiras fissuras na alvenaria quando a flecha de suporte era de $vão/1150$. Este constatou ainda o aparecimento de fissuras na alvenaria mesmo com flechas na ordem de $vão/1500$ [9].

Por outro lado as prescrições belgas, por norma bastante severas, recomendam que a flecha relativa instantânea de lajes sobre as quais se apoiam paredes, não ultrapasse $L/2500$. Mathez, da "Comissão de Deformações Admissíveis" do Conseil International du Bâtiment, citado por Pfeiffermann [10], recomenda que a flecha máxima em lajes de piso não ultrapasse $L/1000$.

Por seu turno, Manuel Paulo Pereira e José Barroso Aguiar realizaram um estudo, que consistiu na realização de ensaios com modelos à escala real, de forma a comparar, em termos de deformações, o comportamento de paredes simples de tijolo furado usando dois tipos de argamassa de assentamento. Num dos casos a deformação máxima fixou-se em $L/1073$ e no outro em $L/769$ [11].

Como se pode verificar as deformações máximas encontradas por cada autor são muito díspares, no entanto, pode-se admitir como razoável um valor médio em torno de $L/1000$.

2.6.3. TIPO DE FISSURAÇÃO

Todos os suportes sofrem deformações sob acção de cargas aplicadas, sendo nos elementos horizontais submetidos a esforços de flexão que este fenómeno é mais significativo. A deformação excessiva de vigas ou lajes pode provocar danos nas paredes, nomeadamente a sua fissuração grave, podendo ser acompanhada, em casos excepcionais, de problemas de instabilidade. A melhoria sucessiva da qualidade e resistência dos materiais estruturais e as exigências arquitectónicas conduzem a lajes mais flexíveis e com maiores vãos, que se traduz num agravamento da deformação das lajes tanto a curto prazo como a médio/longo prazo (por fluência), sob acção do peso das paredes. Desta forma, os esforços transmitidos às paredes criam tensões de compressão e tracção para as quais as paredes não estão preparadas [1].

Na figura seguinte apresenta-se a fissuração característica relativa ao caso de estudo deste trabalho, ou seja, uma parede exterior não estrutural em alvenaria na extremidade de uma laje em consola.

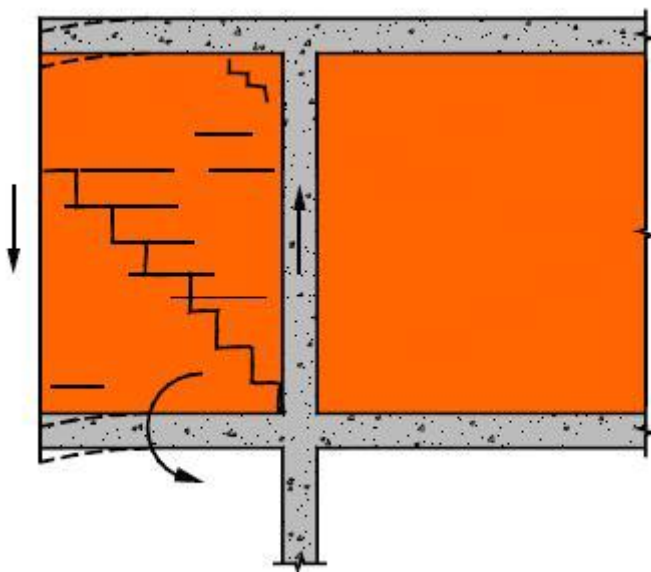


Fig.2.5 – Fissuração característica de parede de alvenaria devido à deformação da laje em consola [4]

De forma a comprovar esta situação, apresentam-se de seguida três fotografias de edifícios com este tipo de patologia situados na zona do Porto.



Fig.2.6 – Caso real de fissuração de parede de alvenaria devido à deformação da laje em consola



Fig.2.7 – Caso real de fissuração de parede de alvenaria devido à deformação da laje em consola



Fig.2.8 – Caso real de fissuração de parede de alvenaria devido à deformação da laje em consola

2.7. SOLUÇÕES PARA O SECTOR

As paredes de alvenaria não estrutural podem desempenhar um papel com relevo cada vez maior no panorama da construção nacional, acompanhando a evolução tecnológica e arquitectónica. Para tal é fundamental continuar a investir na melhoria dos produtos e acessórios, criando sistemas integrados e coerentes. Só assim se poderá garantir uma evolução com sucesso. No entanto e como passo inicial, era fundamental integrar a avaliação da qualidade das alvenarias num sistema global de avaliação da qualidade do edifício como uma maneira de encarar a situação de forma séria e consistente.

As patologias observadas só podem ser ultrapassadas com um considerável investimento na fase de projecto, nomeadamente na compatibilização de materiais e subsistemas construtivos. Por seu turno, a mão-de-obra requer, de forma a acompanhar a evolução do projecto e dos materiais, uma progressiva qualificação, tal como sucede em diversas especialidades do sector da construção.

O passo final de garantia de qualidade passa pelo desenvolvimento de processos de certificação e normalização, assim como pelo investimento em mecanismos de transferência tecnológica e na criação de documentos de apoio ao projecto e à obra. O apoio à investigação, tendo em conta o panorama nacional seria também fundamental [6].

3

GENERALIDADES DO EDIFÍCIO E CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

3.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O presente trabalho tem como base de aplicação prática um corpo de um complexo habitacional, inserido na periferia da cidade de Coimbra. O complexo de edifícios é constituído por oito corpos separados por juntas de dilatação, as quais permitem uma análise independente de cada um dos corpos.

O bloco sobre o qual recai o âmbito deste trabalho é o bloco assinalado a vermelho, na seguinte figura.



Fig.3.1 – Complexo habitacional

De acordo com o projecto de arquitectura, o edifício é constituído por 9 pisos, estando 2 totalmente enterrados, cave e subcave. Quanto aos restantes sete, encontram-se acima da cota do solo em super-estrutura.

Como a arquitectura não impôs uma designação para os pisos, foi arbitrada uma convenção, indicada na figura seguinte.

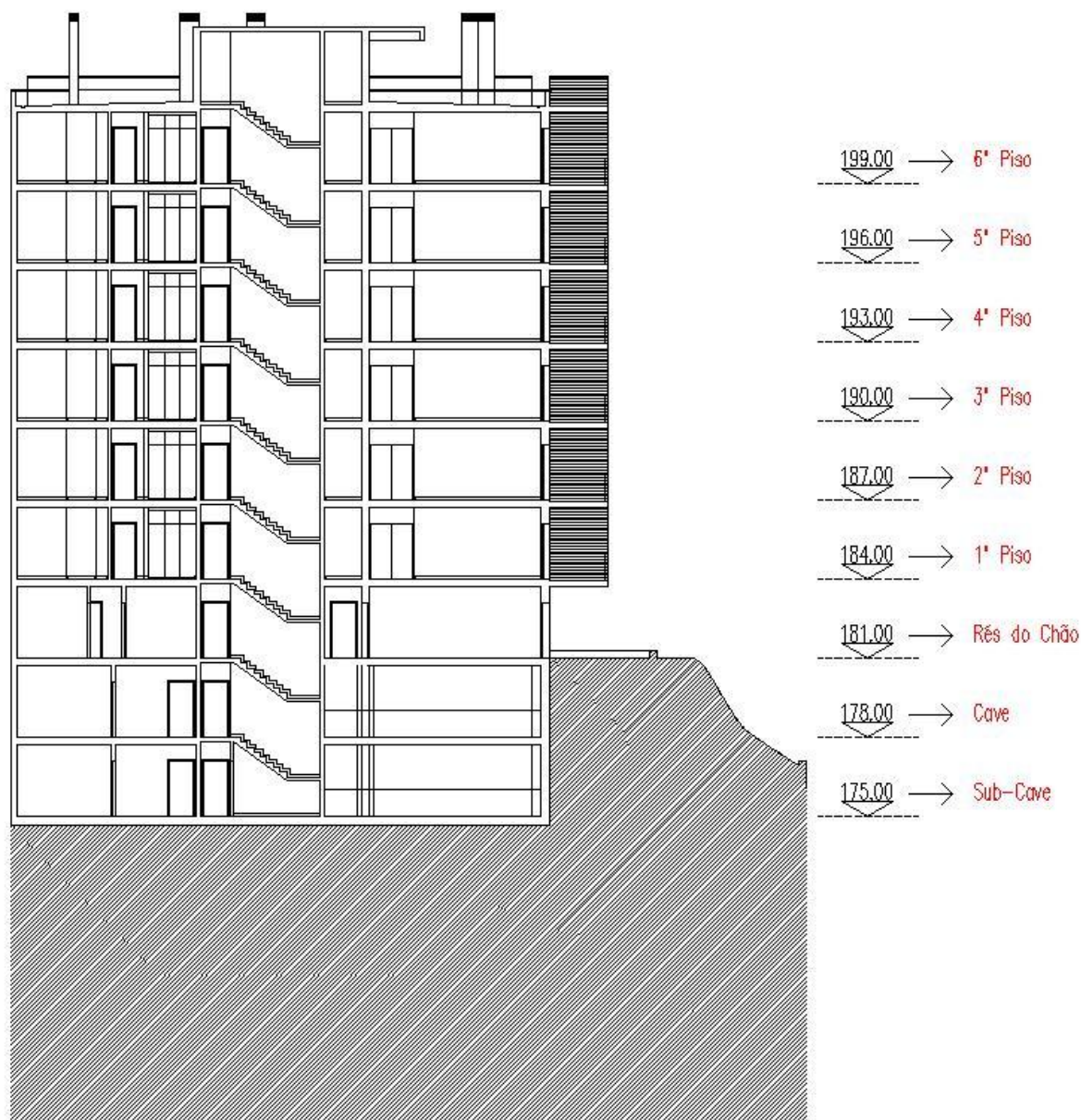


Fig.3.2 – Corte A3

A cave e sub-cave funcionam como parque de estacionamento, que é comum aos restantes blocos. O rés-do-chão é constituído por arrumos, sala de condomínio, sala de lixo e sala de contadores. Os restantes pisos são de uso exclusivamente habitacional, apresentando sempre a mesma disposição, sendo cada piso constituído por dois T2 e um T4. A única diferença arquitectónica prende-se com o facto de no 1º Piso, o T4 não possuir varanda.

Os acessos verticais são efectuados por meio de elevador ou escadas, existindo ambos em todos os pisos. Relativamente aos espaços comuns, existe sempre um pequeno hall, que separa a entrada das fracções da entrada para os acessos verticais.

As plantas e os cortes da arquitectura encontram-se no Anexo 1, onde se pode verificar com mais detalhe a constituição de cada piso e divisões de cada fracção.

3.2. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Após uma análise meticulosa do projecto de arquitectura, foi necessário definir quais as soluções construtivas mais adequadas. Assim, foi escolhida uma solução que envolve lajes fungiformes maciças, suportadas por uma malha de pilares, paredes e vigas de betão armado. Esta solução permite a não inclusão de vigas no interior das habitações, o que garante uma maior flexibilidade em termos de divisão do espaço.

3.2.1. PISO TIPO

Num edifício desta natureza deve-se começar por definir um piso tipo, ou seja, aquele que se repete um maior número de vezes ao longo dos diversos pisos. Neste caso, para o edifício em estudo tal definição é bastante simples, visto que os pisos 1, 2, 3, 4, 5 e 6 são iguais. Este piso será utilizado para a análise da deformação das lajes em consola.

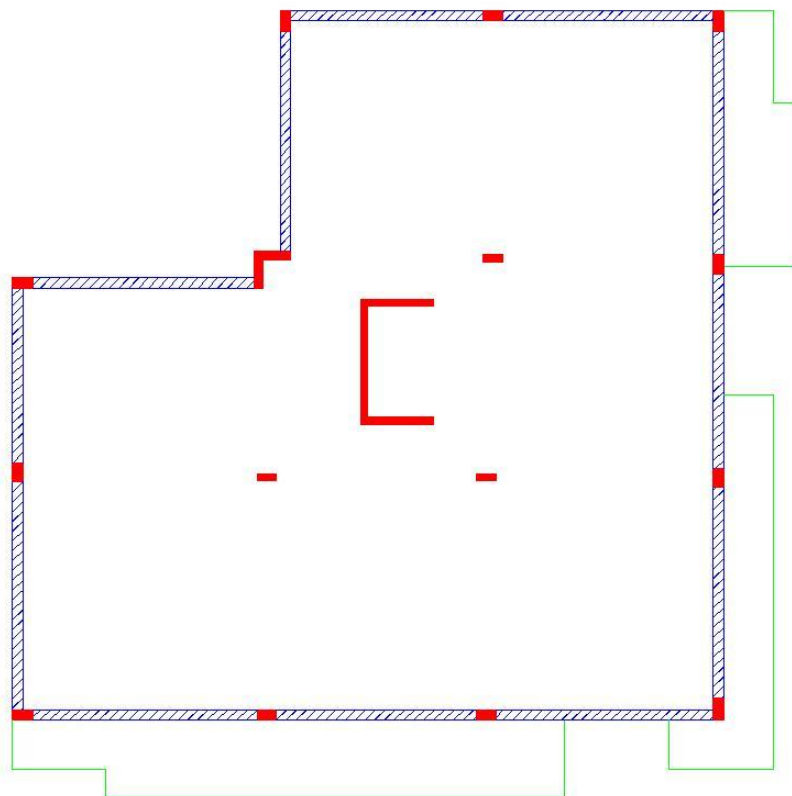


Fig.3.3 – Planta estrutural do piso tipo

3.2.2. LAJES FUNGIFORMES

Entende-se por lajes fungiformes, lajes apoiadas directamente em pilares. Estas devem ser utilizadas em edifícios que possuam vãos relativamente grandes, na ordem de 6 a 8 metros e quando a malha de pilares não for regular. Desta forma, garante-se uma maior liberdade na gestão de espaços, facilidade na instalação/passagem de condutas e na colocação de divisórias e simplicidade de execução.

No entanto, este tipo de lajes apresenta alguns problemas, nomeadamente, concentração de esforços nos apoios (flexão e punçoamento) e flexibilidade às acções horizontais [12]. O uso de paredes resistentes e vigas altas de bordadura resolvem alguns destes problemas.



Fig.3.4 – Exemplo de lajes fungiformes

3.2.3. VIGAS DE BORDADURA

Como já foi visto, as lajes fungiformes não apresentam um comportamento satisfatório em termos de deformações, nomeadamente na bordadura devido à acção do peso das paredes de fachada. Assim, o edifício irá possuir vigas no contorno exterior de forma a garantir que as paredes exteriores assentem em elementos muito rígidos, diminuam a sua deformação e consequente fendilhação. Estas vigas aumentam assim consideravelmente a rigidez das fachadas.

3.2.4. PILARES

Para a obtenção de uma solução estrutural adequada, a escolha do posicionamento dos pilares deve respeitar determinados aspectos, tais como:

- Colocar pilares na proximidade de todos os vértices dos contornos das lajes;
- Não exceder o espaçamento de 8 metros entre pilares;
- Evitar colocar pilares em determinados locais, tais como circulações e espaços amplos;

- Analisar cuidadosamente a colocação de pilares em zonas de garagem de modo a não prejudicar a circulação e o estacionamento de automóveis;
- Conciliar a vertente estética e estrutural, no caso de pilares visíveis;
- Inserir pilares em paredes de alvenaria ou em locais previstos pela arquitectura;
- Verificar a verticalidade do pilar, isto é, analisar a sua passagem em todos os pisos, uma vez que por se considerar possível a sua colocação num piso, tal não significa que o seja noutro;
- Tentar construir uma malha o mais ortogonal possível, apesar de em lajes fungiformes, tal não seja necessário [13].

Desta forma e cumprindo a maioria dos aspectos referenciados, assegura-se que a solução estrutural adoptada conduz a uma boa distribuição dos apoios.

Na figura seguinte é apresentada a disposição dos pilares (a vermelho).

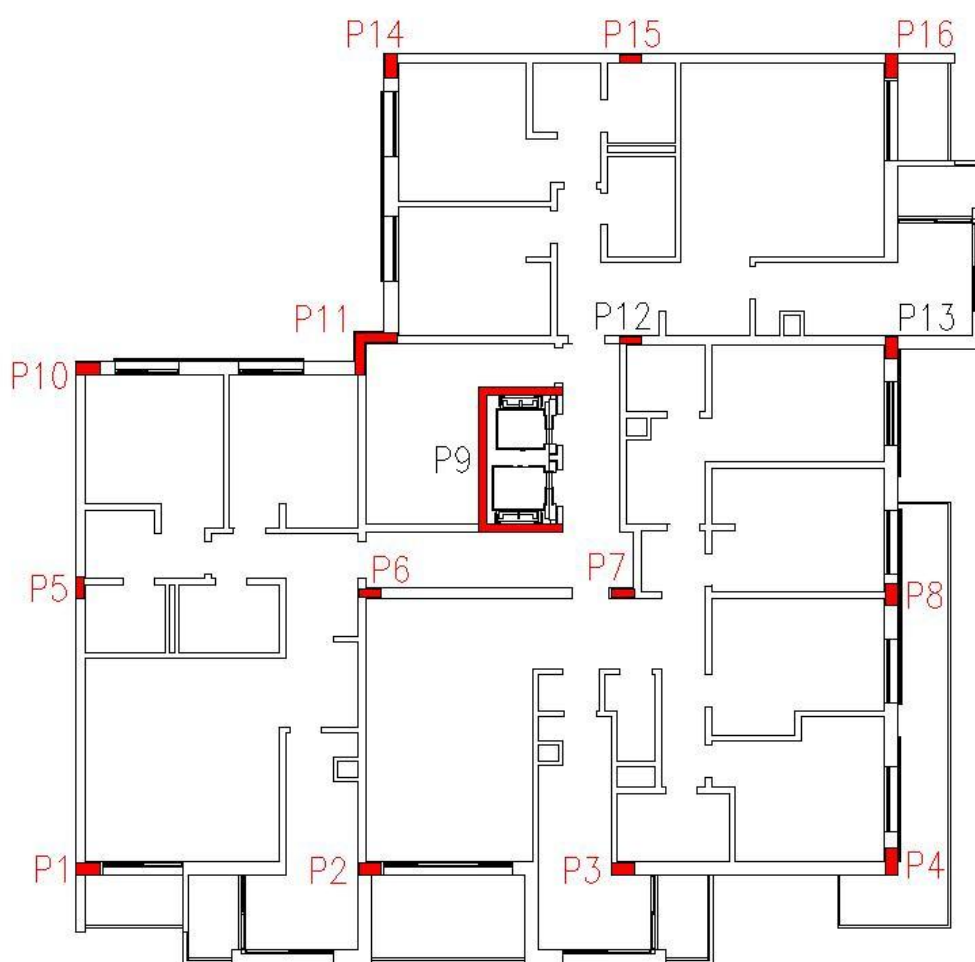


Fig.3.5 – Disposição dos pilares no piso tipo

A numeração dos pilares foi feita de modo sequencial, da esquerda para a direita e por níveis horizontais.

Foi ainda determinada a área de influência de cada um dos pilares, uma vez que irá ser necessária para o processo de pré-dimensionamento.

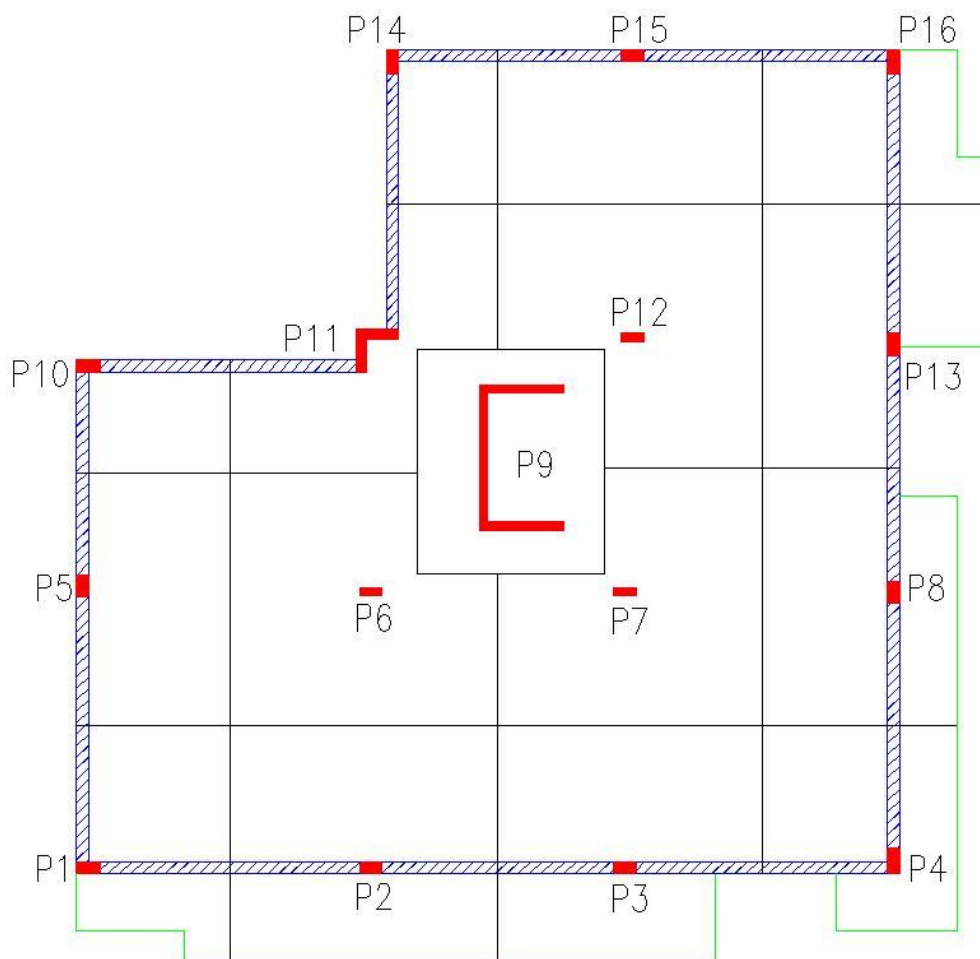


Fig.3.6 – Área de Influência dos pilares

3.2.5. MATERIAIS ESCOLHIDOS

Para o presente trabalho foi prevista a utilização de betão da classe C25/30, correspondente à classe B30 e aço da classe A500NR.

3.2.6. REGULAMENTAÇÃO

O dimensionamento dos elementos estruturais foi realizado com base na regulamentação aplicável actualmente em Portugal, ou seja, o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) e o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

4

SEGURANÇA E ACÇÕES

4.1. INTRODUÇÃO

Cada estrutura deve ser projectada mediante as funções que vai servir; logo, devem durante o seu tempo de vida útil, garantir segurança e durabilidade adequada à sua utilização. Isto significa que durante esse período a estrutura deve apresentar um bom comportamento de forma a que não sejam necessárias grandes reparações.

Assim, para se poder garantir a segurança e a durabilidade pretendidas, utiliza-se o dimensionamento por estados limites. Estes são estados a partir dos quais a estrutura fica total ou parcialmente afectada na sua aptidão de desempenhar as funções que lhe foram atribuídas. Desta forma, a verificação de segurança é feita através da comparação entre estes e os estados a que a estrutura é levada pela actuação das acções a que se encontra submetida. Existem dois tipos de estados limites a considerar na verificação da segurança os quais apenas diferem na dimensão dos prejuízos resultantes da sua ocorrência. Estes são [14]:

- Estados limites últimos – de cuja ocorrência resultam prejuízos muito severos;
- Estados limites de utilização – de cuja utilização resultam prejuízos pouco severos.

Para efeitos de verificação de segurança, será usado o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP).

4.2. CLASSIFICAÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

No processo de dimensionamento de um edifício tem que se ter em conta que as acções a que este se encontra submetido podem ser diversas e actuar simultaneamente, umas de forma permanente e outras variando no espaço e no tempo. Por esta razão, surge a necessidade de, por um lado, caracterizar estas mesmas acções e, por outro, quantificar as mesmas, sendo que isto é vital para um dimensionamento correcto. Assim, foi utilizado o RSA, que é um documento que permite a definição dos diferentes tipos de acções, independentemente do tipo de material, considerando a possibilidade de ocorrência de acções em simultâneo e tendo em conta a natureza da utilização em causa.

4.2.1. CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO

Neste aspecto, o RSA classifica as acções mediante o modo como estas variam no tempo. Desta forma as acções podem ser consideradas como acções de:

- Carácter permanente (manifestam-se de forma constante ao longo de praticamente toda a vida da estrutura), e representam geralmente os pesos próprios dos elementos estruturais e não estruturais, pesos dos equipamentos fixos, os impulsos de terras, casos de pressões hidrostáticas, os pré-esforços e os efeitos da retracção do betão e dos assentamentos de apoio;
- Carácter variável (assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida da estrutura), tais como, sobrecargas, acções do vento, dos sismos, das variações de temperatura, da neve, dos atritos em aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas;
- Carácter accidental (têm fraca probabilidade de assumir valores significativos durante a vida da estrutura), resultando de causas tais como explosões, choques de veículos e incêndios [14].

4.2.2. CRITÉRIOS DE QUANTIFICAÇÃO

As acções são em geral quantificadas por valores característicos, porém no caso das acções variáveis também são utilizados valores reduzidos.

Os valores característicos das acções são definidos das seguintes formas:

- Para as acções cuja variabilidade pode ser caracterizada através de distribuições de probabilidade, os valores característicos são os correspondentes ao quantilho de 0,95 dessas distribuições (valor característico superior) no caso de acções com efeitos desfavoráveis e os correspondentes ao quantilho de 0,05 (valor característico inferior) quando as acções sejam favoráveis. No caso de acções nas quais os quantilhos a considerar sejam muito próximos dos valores médios, para valores característicos podem ser adoptados os correspondentes valores médios.
- Para acções nas quais os seus valores apresentem variabilidade no tempo, as distribuições a utilizar são as dos valores extremos relativos a intervalos de tempo de referência da ordem de 50 anos;
- Para acções nas quais os seus valores não apresentem variabilidade no tempo, as distribuições a considerar são as que representam a sua variabilidade num conjunto de estruturas semelhantes, [14].

No caso dos valores reduzidos das acções variáveis, estes são definidos a partir da multiplicação dos seus valores característicos por coeficientes ψ , destinando-se a quantificar as acções tendo em conta a sua combinação e o estado limite em consideração.

Em geral, há que considerar os seguintes valores reduzidos de dada acção, representados em função do seu valor característico:

- $\psi_0 F_k$ – valor de combinação;
- $\psi_1 F_k$ – valor frequente;
- $\psi_2 F_k$ – valor quase permanente, [14].

Em habitações, os valores dos coeficientes ψ têm os seguintes valores:

- ψ_0 – 0,4;
- ψ_1 – 0,3;
- ψ_2 – 0,2, [14].

4.2.3. DEFINIÇÃO DE ACÇÕES

4.2.3.1. Acções Permanentes

As acções verticais permanentes consideradas no presente trabalho foram o peso próprio dos elementos estruturais, as paredes exteriores, os revestimentos e as paredes divisórias. Os pesos próprios dos elementos estruturais são determinados através do peso volúmico do betão armado que está estimado ser 25kN/m^3 . Os valores utilizados para as restantes acções são apresentados de seguida:

Quadro 4.1 – Acções Permanentes

Caves	Revestimentos	$2,0\text{ kN/m}^2$
Piso tipo de habitação	Revestimentos	$2,0\text{ kN/m}^2$
	Divisórias	$1,5\text{ kN/m}^2$
Cobertura	Revestimentos	$3,5\text{ kN/m}^2$

Convém apenas justificar alguns dos valores, logo:

- Caves – considerando um revestimento na ordem dos 5cm de betão na face superior, mais 3cm na face inferior, resulta numa acção de $2,0\text{ kN/m}^2$.
- Piso tipo de habitação – para as divisórias, considerou-se uma parede simples de tijolo normal furado de 11cm cujo peso volúmico é igual a 12 kN/m^3 [15], o que leva a uma acção de $1,5\text{ kN/m}^2$.
- Cobertura – pelo lado da segurança considerou-se o mesmo valor de revestimentos + divisórias utilizado nos pisos de habitação.

4.2.3.2. Acções Variáveis - Sobrecarga

Este tipo de acções varia de acordo com o tipo de utilização do edifício. Desta forma, temos as seguintes sobrecargas [14]:

Quadro 4.2 – Acções Variáveis - Sobrecarga

Cave	$4,0\text{ kN/m}^2$
Habitação	$2,0\text{ kN/m}^2$
Varanda	$5,0\text{ kN/m}^2$
Cobertura	$1,0\text{ kN/m}^2$

Todos os valores, tal como já foi referido, foram obtidos a partir do RSA, no entanto, convém aqui também justificar alguns dos valores adoptados, logo:

- Cave – “Garagem para automóveis ligeiros particulares - $4,0\text{ kN/m}^2$ ”
- Cobertura – “Terraços não acessíveis - $1,0\text{ kN/m}^2$ ”

4.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Tal como já referido, existem dois estados limites a considerar na verificação da segurança, os Estados limites últimos e os Estados limites de utilização.

A verificação de segurança efectua-se então, estabelecendo comparação entre parâmetros que definem esses estados e valores obtidos através de combinação de acções. As combinações de acções a ter em conta são aquelas cuja actuação simultânea seja possível e que gerem na estrutura os efeitos mais desfavoráveis possíveis.

Desta forma, as acções permanentes devem estar presentes em todas as combinações, ao passo que as acções variáveis apenas devem surgir quando os seus efeitos forem desfavoráveis à estrutura.

De seguida serão descritos detalhadamente os dois estados limites assim como o tipo de combinações existentes para ambos.

Convém realçar que o dimensionamento de armaduras é feito em termos de estados limites últimos e a determinação de deformações é feita em termos de estados limites de utilização.

4.3.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Para estes estados, a simples ocorrência de determinado comportamento corresponde a uma situação limite, independentemente portanto da sua duração. A sua ocorrência implica prejuízos muito elevados que põem em causa a capacidade de suporte da estrutura.

Convém realçar que os estados limites a considerar em cada caso, assim como a sua definição e caracterização, são objecto dos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais.

De acordo com o REBAP, os estados limites a considerar são:

- Estados limites últimos de resistência – rotura, ou deformação excessiva, em secções dos elementos da estrutura, envolvendo ou não fadiga;
- Estados limites últimos de encurvadura – instabilidade de elementos da estrutura ou de toda a estrutura;
- Estados limites de equilíbrio – perda de equilíbrio de parte ou do conjunto da estrutura considerada como corpo rígido.

Este último não foi considerado, visto não se aplicar à estrutura em estudo.

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos, consiste em respeitar a seguinte condição:

$$S_d \leq R_d \quad (4.1.)$$

Em que:

S_d - Valor de cálculo do esforço actuante;

R_d - Valor de cálculo do esforço resistente.

Nas situações em que por conveniência ou necessidade, a verificação da segurança for feita em termos de outras grandezas que não esforços (por exemplo, tensões), deverá utilizar-se a mesma formulação acima indicada, substituindo apenas os esforços pela grandeza de comparação escolhida [14].

Para a verificação da segurança, os valores de cálculo dos esforços actuantes devem ser calculados de acordo com as regras de combinação que se seguem:

- Combinação fundamental

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot S_{Qjk} \right] \quad (4.2.)$$

- Combinação acidental

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Fa} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot S_{Qjk} \quad (4.3.)$$

Em que:

S_{Gik} - Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

S_{Q1k} - Esforço resultante de uma acção variável considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} - Esforço resultante de uma acção variável distinta da acção de base, tomada com o seu valor característico;

S_{Fa} - Esforço resultante de uma acção de acidente, tomada com o seu valor nominal;

γ_{gi} - Coeficiente de segurança relativo às acções permanentes;

γ_q - Coeficiente de segurança relativo às acções variáveis;

ψ_{0j}, ψ_{2j} - Coeficientes ψ correspondentes à acção variável de ordem j.

Os coeficientes de segurança relativos às acções, γ_q e γ_g , que figuram nas combinações fundamentais, devem tomar os seguintes valores:

$\gamma_q = 1,5$, para todas as acções variáveis;

$\gamma_g = 1,5$, no caso de a acção permanente em questão ter efeito desfavorável;

$\gamma_g = 1,0$, para todas as acções permanentes cujo efeito seja favorável [14].

4.3.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Os estados limites de utilização são definidos através da duração, ou seja, estão relacionados com a permanência na estrutura. Tal significa que determinado comportamento da estrutura só corresponderá a um estado limite de utilização quando permanecer durante uma certa parcela do período de vida da estrutura. Estes podem afectar o funcionamento da mesma, o aspecto da construção e o conforto dos utilizadores [14].

No REBAP, existem dois estados limites de utilização a ter em conta, que são:

- Estados limites de fendilhação, que consoante os casos, podem ser relativos à descompressão (anulamento da tensão normal de compressão numa fibra especificada da secção – geralmente a fibra extrema) ou à largura de fendas (ocorrência de fendas com largura superior a limites especificados);
- Estados limites de deformação, que correspondem à ocorrência de deformações na estrutura que prejudiquem o desempenho das funções que são atribuídas.

A verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização deve ser efectuada, excepto indicação em contrário por parte dos documentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e materiais, utilizando valores unitários para os coeficientes de segurança, γ .

Para se cumprir o critério de segurança, tem que se assegurar que os valores dos parâmetros que definem os estados limites são iguais ou superiores aos obtidos a partir das seguintes acções combinadas [14]:

- Estados limites de muito curta duração – combinações raras:

$$\sum G_{i,m} + Q_{1,k} + \sum \psi_{1,j} \cdot Q_{j,k} \quad (4.4.)$$

- Estados limites de curta duração - combinações frequentes:

$$\sum G_{i,m} + \psi_{1,1} Q_{1,k} + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{j,k} \quad (4.5.)$$

- Estados limites de longa duração - combinações quase permanentes:

$$\sum G_{i,m} + \psi_{2,j} Q_{j,k} \quad (4.6.)$$

A deformação, objecto de estudo deste trabalho, corresponde a combinações frequentes de acções (Artigo 72.º do REBAP).

5

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Hoje em dia é cada vez mais importante, para obter um bom dimensionamento, definir à partida as secções dos diversos elementos do sistema estrutural, tais como lajes, pilares, vigas, ou seja, deve ser efectuado um correcto pré-dimensionamento. Tal situação irá facilitar o processo de dimensionamento, uma vez que um bom pré-dimensionamento evita posteriores alterações das secções, o que levaria a uma nova análise da estrutura.

5.1. LAJES

O pré-dimensionamento da laje será feito em função do Artigo 102º do REBAP, o qual define a altura mínima da laje, tendo em conta a deformação não excessiva do elemento. Desta forma, foi utilizado o maior vão livre existente na estrutura, ou seja, o mais desfavorável. A expressão utilizada é a seguinte:

$$\frac{l_i}{h} \leq 30\eta \quad (5.1.)$$

Em que,

h – altura da laje;

$l_i = \alpha l$ – vão equivalente da laje, em que l corresponde ao vão teórico e α a um coeficiente cujos valores são apresentados no quadro XV do REBAP que tem em conta as condições de apoio da laje;

η – Coeficiente que tem em conta o tipo de aço utilizado. (Artigo 89.º do REBAP).

Os dados a utilizar são os seguintes:

- $\eta = 0,8$ (Aço A500);
- $\alpha = 0,8$ (pelo lado da segurança, considera-se que a laje é apoiada num bordo e encastrada no outro);
- $l = 7,075$ m.

Aplicando a expressão:

$$h \geq \frac{7,075 \times 0,8}{30 \times 0,8} \Leftrightarrow h \geq 0,2375 \Rightarrow h = 0,24 \text{ m}$$

Uma vez obtido o valor da altura da laje, é melhor efectuar uma verificação de segurança para comprovar que esta altura é suficiente face aos esforços actuantes. O momento reduzido deverá ser inferior a 0,20 [12].

As acções verticais permanentes a considerar são:

- Peso Próprio (Betão armado): $25,00 \text{ kN/m}^3$
- Revestimentos: $2,00 \text{ kN/m}^2$
- Divisórias: $1,50 \text{ kN/m}^2$

As sobrecargas verticais a considerar são:

- Habitação: $2,00 \text{ kN/m}^2$

Logo, tem-se,

$$P = 25 \times 0,24 + 3,5 + 2 = 11,5 \text{ kN/m}^2$$

$$M = \frac{P \times l^2}{8} = 71,95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Considerando,

- $f_{cd} (C25/30) = 25000 / 1,5 = 16,7 \text{ MPa}$
- $d = 0,20 \text{ m}$

O momento reduzido é determinado através da seguinte expressão,

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (5.2.)$$

Em que,

μ – Momento reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente;

M_{sd} – Valor de cálculo do momento flector actuante;

b – Largura da secção;

d – Altura útil da secção;

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Donde resulta,

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,5 \times 71,95}{1,0 \times 0,20^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,1616$$

Como se pode verificar, a espessura adoptada para a laje, é adequada, uma vez que respeita as regras do REBAP e apresenta um valor de momento reduzido aceitável.

5.2. LAJES EM CONSOLA

Uma vez que o edifício em questão possui varandas e parte do edifício em forma de avançado, procedeu-se ao seu pré-dimensionamento, também de acordo com o Artigo 102º do REBAP, com os seguintes dados:

- $\eta = 0,8$ (Aço A500);
- $\alpha = 2,4$ (laje em consola);
- $l = 2,375$ m.

Aplicando a expressão:

$$h \geq \frac{2,375 \times 2,4}{30 \times 0,8} \Leftrightarrow h \geq 0,2375 \Rightarrow h = 0,24m$$

Desta forma, as lajes vão apresentar a mesma altura, neste caso de 24cm.

5.3. VIGAS

Uma vez que as lajes fungiformes não se comportam satisfatoriamente em termos de deformações, nomeadamente na sua bordadura devido à acção das paredes de fachada, existirão vigas de bordadura.

A dimensão das vigas que é realmente condicionada é a altura destas, uma vez que se tem que ter em conta a existência de aberturas nas paredes, tais como portas e janelas. Assim, considerando a altura das janelas acrescida do espaço para colocação da caixa de estore, tem-se:

$$\begin{aligned} H_{\text{máx viga}} &= P_{\text{é direito}} - H_{\text{janelas}} - H_{\text{caixa de estore}} \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow H_{\text{máx viga}} &= 3,00 - 2,10 - 0,20 = 0,70m \end{aligned}$$

Desta forma, a altura máxima da viga será de 70cm.

Em relação à sua largura, depois de uma análise da arquitectura, nomeadamente da espessura das paredes e tendo em conta que se pretende utilizar vigas de secção idêntica, conclui-se que a largura destas deverá ser de 30cm.

Convém realçar que estas medidas são apenas um ponto de partida (resultantes da análise da arquitectura), uma vez que se tem que verificar a sua viabilidade em termos de cálculo. Para tal, toma-se como valor de referência, um momento reduzido económico de 0,25.

Para fazer esta análise, convém usar a viga mais crítica, ou seja, aquela que combina um maior vão com uma maior carga incidente. Rapidamente se percebe que as vigas sujeitas a um maior carregamento são aquelas que sustentam as varandas e parte do edifício em forma de avançado. Assim, escolheu-se a viga que apresenta um maior vão e estimou-se o valor do seu momento reduzido através da expressão 5.2.. De seguida apresenta-se um desenho da viga em questão assim como todos os valores das cargas incidentes.

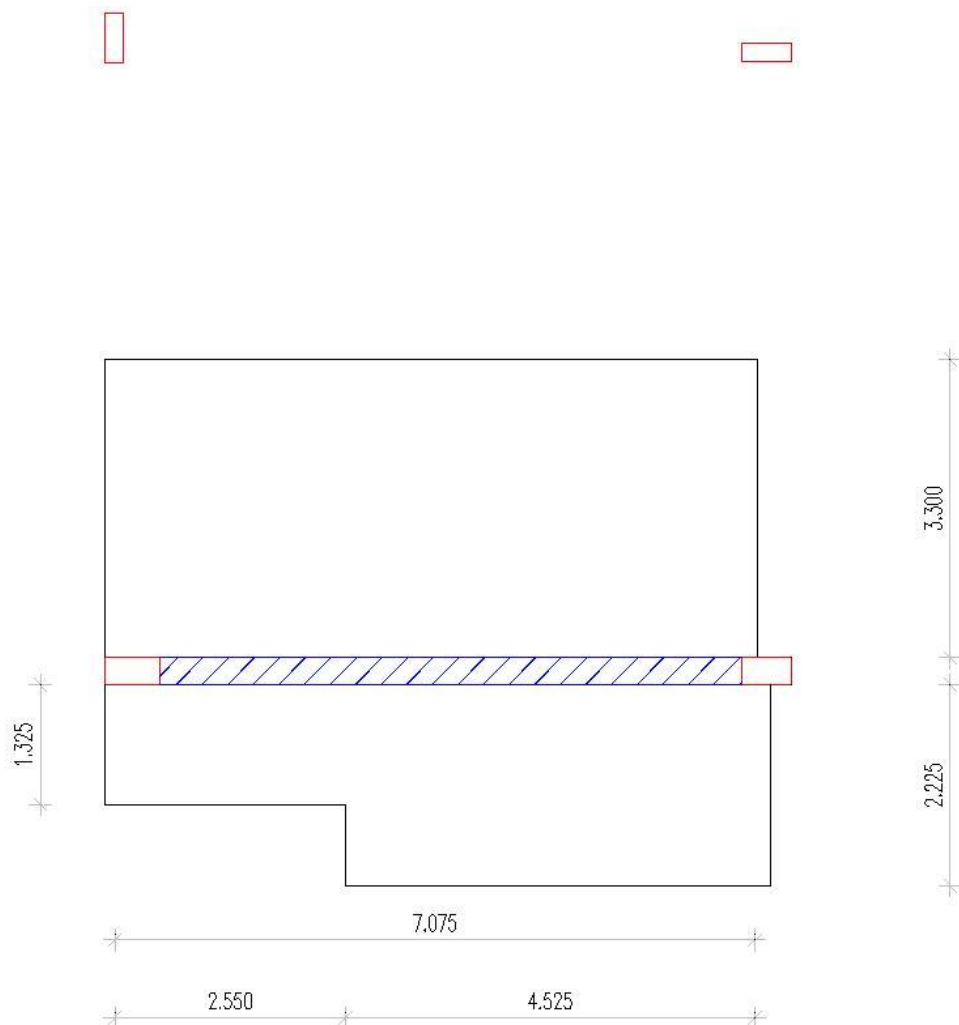


Fig.5.1 – Viga mais condicionante e respectiva área de carga incidente

As acções verticais permanentes a considerar para o pré-dimensionamento da viga são:

- Peso Próprio (Betão armado): $25,00 \text{ kN/m}^3$
- Revestimentos: $2,00 \text{ kN/m}^2$
- Divisórias: $1,50 \text{ kN/m}^2$
- Paredes Exteriores: $10,00 \text{ kN/m}$

As sobrecargas verticais, são função do tipo de utilização, logo:

- Habitação: $2,00 \text{ kN/m}^2$
- Varandas: $5,00 \text{ kN/m}^2$

Na posse de todos os elementos necessários, segue-se o cálculo do momento reduzido μ para a viga:

- Peso próprio da viga - $b \times d \times \gamma = 0,30 \times 0,70 \times 25 = 5,25 \text{ kN/m}$
- Peso próprio da laje - $h \times \gamma = 0,24 \times 25 = 6,00 \text{ kN/m}^2$

- Sobrecarga em habitação - $2,00\text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em varanda/avançado - $3,00\text{ kN/m}^2$
- Revestimentos e paredes divisórias - $3,50\text{ kN/m}^2$
- Peso próprio da parede de fachada - $10,00\text{ kN/m}$

A carga na viga, p_{sd} , aplicando um coeficiente de segurança igual a 1,5, fica definida da seguinte forma:

$$p_{sd} = 1,5 \times [5,25 + 10 + 3,30 \times (0,24 \times 25 + 3,5 + 2,0) + 2,225 \times (0,24 \times 25 + 3,5 + 3)] = 121,52\text{ kN/m}$$

Uma vez que a viga tem continuidade com um tramo adjacente, o momento flector máximo é inferior a $pl^2/8$, admitindo-se ser $pl^2/11$. Desta forma o momento flector na viga toma o seguinte valor:

$$M = \frac{p_{sd} \cdot l^2}{11} = \frac{121,52 \cdot 7,075^2}{11} = 552,97\text{ kN}\cdot\text{m}$$

Considerando,

- $f_{cd}(C25/30) = 25000/1,5 = 16700\text{ KPa}$
- $d = 0,66\text{ m}$

Temos,

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \Leftrightarrow \mu = \frac{552,97}{0,3 \times 0,66^2 \times 16700} = 0,253$$

Pode-se concluir que o pré-dimensionamento foi bastante satisfatório, ficando as vigas com uma altura de 70cm e uma largura de 30cm. Convém também esclarecer alguns dos valores admitidos, tais como:

- Paredes Exteriores – admitiu-se parede dupla de alvenaria em tijolo furado, $4,00\text{ kN/m}^2$ [15], com um pé direito médio de 2,5m. Este pé direito é um valor aproximado tendo em conta as aberturas (janelas) existentes nas paredes.
- Sobrecarga em varanda/avançado – o valor $3,00\text{ kN/m}^2$ é um valor obtido por uma média ponderada entre a área de varanda e a respectiva sobrecarga de $5,00\text{ kN/m}^2$ com a área da parte do edifício em forma de avançado e a respectiva sobrecarga de $2,00\text{ kN/m}^2$.

De seguida, apresenta-se uma planta com a disposição das vigas e as respectivas dimensões no piso tipo.

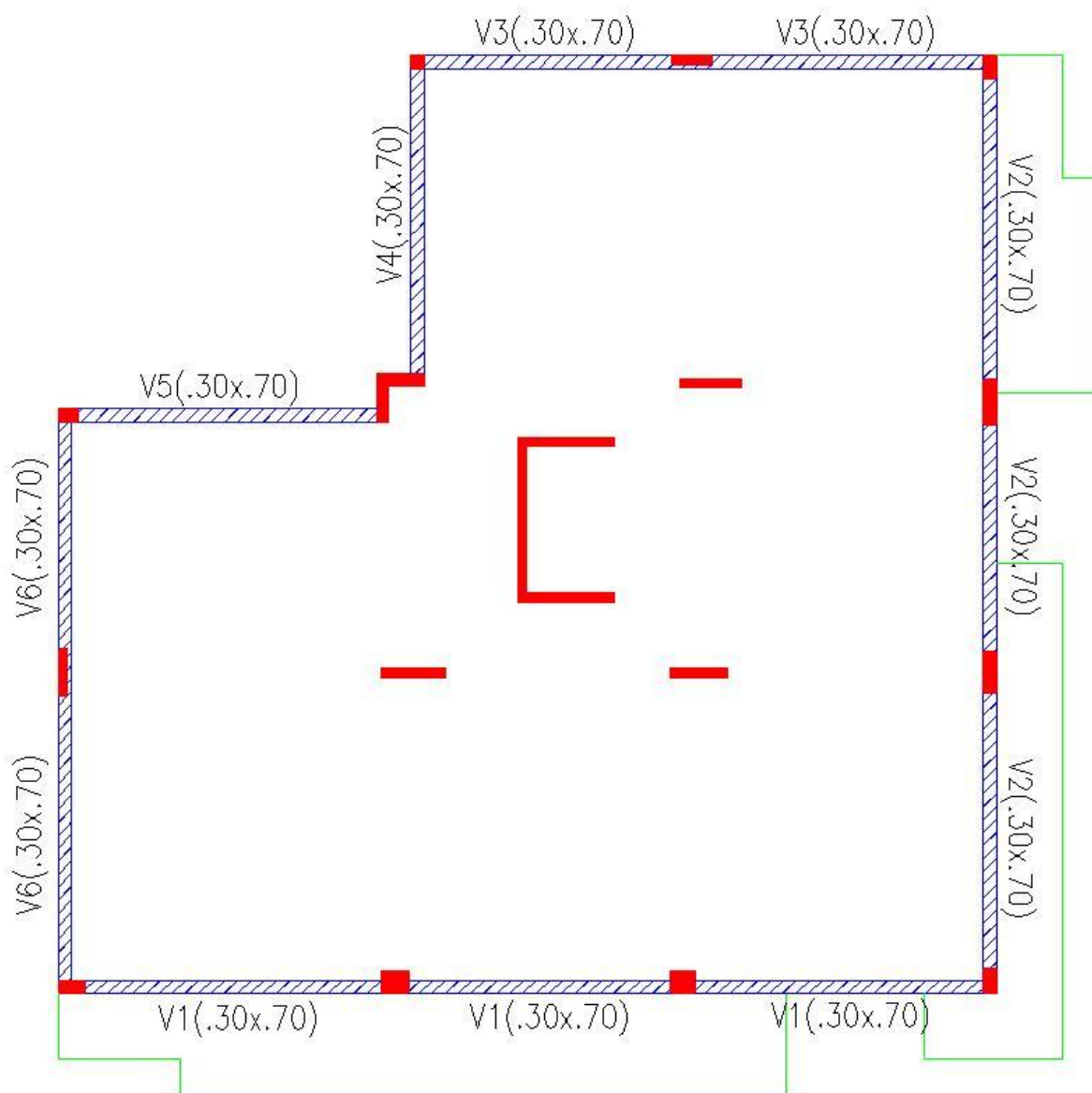


Fig.5.2 – Disposição e dimensões das vigas no piso tipo

5.4. PILARES

O pré-dimensionamento dos pilares será realizado, considerando apenas o valor da carga axial, apesar da existência de momentos nos pilares poder levar a um aumento de área. Partindo do conhecimento da disposição dos pilares e da área de influência destes, acumulou-se a respectiva carga de cada piso e obteve-se uma secção. Sendo assim, a verificação de segurança para peças sujeitas a compressão simples é efectuada a partir da seguinte expressão, a qual se baseia na comparação entre os esforços actuantes (N_{sd}) e os esforços resistentes (N_{rd}):

$$N_{sd} \leq N_{rd} \quad (5.3.)$$

Os esforços resistentes são calculados a partir da seguinte expressão, que contabiliza a contribuição de cada um dos materiais, aço e betão. Considerou-se uma percentagem de aço A500 na ordem de 1% da área de betão. Apresenta-se de seguida a expressão da qual se obtém a área de betão:

$$N_{sd} = f_{cd} \times A_c + f_{syd} \times A_s \quad (5.4.)$$

Uma vez que,

$$\begin{aligned} A_s &= 0,01A_c; \\ f_{cd} &= 16700 \text{ KPa}; \\ f_{syd} &= 435000 \text{ KPa}. \end{aligned}$$

Temos,

$$\begin{aligned} N_{sd} &= 16700 \times A_c + 435000 \times 0,01A_c \Leftrightarrow \\ N_{sd} &= 21050 \times A_c \Leftrightarrow \\ A_c &= N_{sd} / 21050 \end{aligned}$$

Em que,

A_c – Área da secção do pilar;

A_s – Área de aço;

N_{sd} – Valor de cálculo do esforço normal actuante;

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura de do betão à compressão;

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tracção do aço das armaduras ordinárias.

Relativamente aos esforços actuantes, a combinação utilizada foi a seguinte:

$$N = p \times A_{inf} \quad (5.5.)$$

Daqui obtém-se,

$$N_{sd} = 1,5 \times N \quad (5.6.)$$

Em que,

p - Esforço axial suportado pelo pilar;

A_{inf} - Área de influência do pilar.

Por este método foram retirados os valores da área de betão e consequentemente definidas as secções dos pilares ao nível da sua base, visto ser aí que se obtém os valores mais condicionantes. Convém realçar que uma vez que não se trata de um edifício consideravelmente alto, o peso próprio do pilar foi desprezado.

A planta com as áreas de influência já foi apresentada, no entanto no anexo 2, encontram-se as plantas e as respectivas áreas de influência, apresentadas de forma detalhada.

De seguida irá ser apresentado o pré-dimensionamento de um pilar a título exemplificativo. Os restantes pilares foram pré-dimensionados de forma análoga.

5.4.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PILAR 8

Na seguinte figura, encontra-se representada a área de influência do pilar em questão.

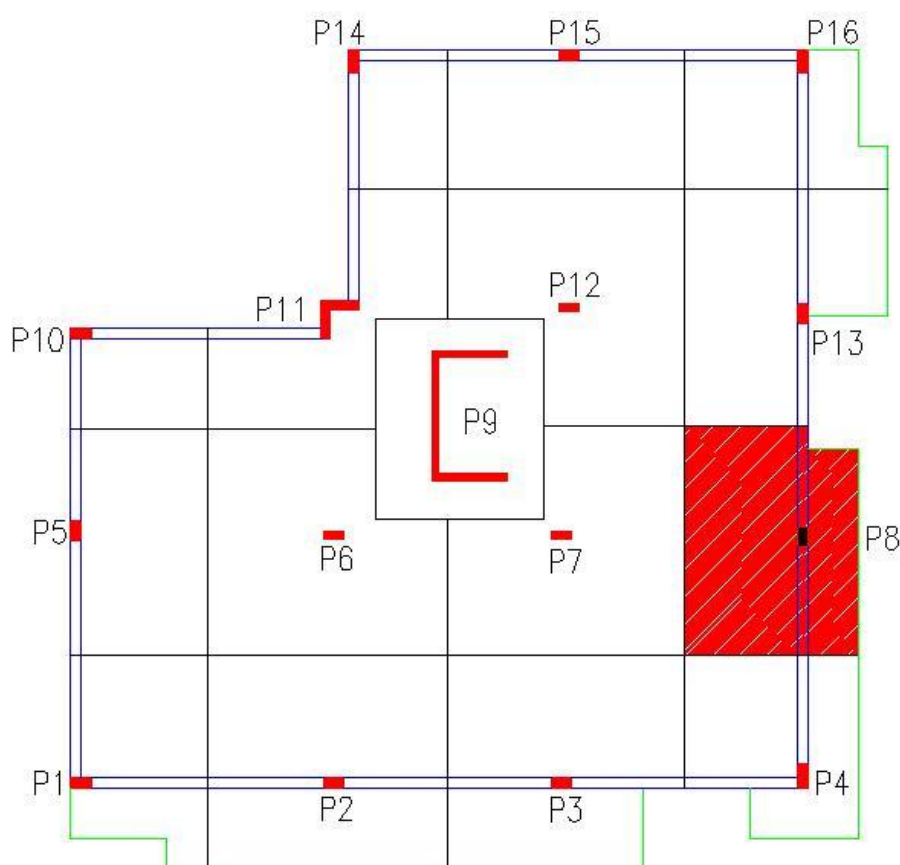


Fig.5.3 – Área de influência do pilar 8

As acções a considerar para o pré-dimensionamento do pilar, são:

- Pisos 1 a 6
 - Peso próprio da laje – $h \times \gamma = 0,24 \times 25 = 6,00 \text{ kN/m}^2$
 - Peso próprio do revestimento e paredes divisórias – $3,50 \text{ kN/m}^2$
 - Peso próprio da viga de bordadura – $b \times d \times \gamma = 0,30 \times 0,70 \times 25 = 5,25 \text{ kN/m}$
 - Peso próprio da parede de fachada – $10,00 \text{ kN/m}$

- Desenvolvimento da parede de fachada/viga de bordadura – $6,375\text{ m}$
- Peso próprio do revestimento em varandas – $3,50\text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em habitação – $2,00\text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em varanda – $5,00\text{ kN/m}^2$
- Área habitação – $19,92\text{ m}^2$
- Área varanda – $8,12\text{ m}^2$

$$\begin{aligned} N_{\text{piso 1-6}} &= 6 \times [(6 + 3,5 + 2) \times 19,92 + (5,25 + 10) \times 6,375] + 5 \times [(6 + 3,5 + 5) \times 8,12] \\ &= 2546,49\text{ kN} \end{aligned} \quad (5.7.)$$

É importante realçar que a carga referente à varanda só foi considerada cinco vezes. Tal situação deve-se a uma pequena singularidade na arquitectura, ou seja, o 1º Piso não possui varanda no canto inferior direito. Esta é a única diferença para o piso tipo.

- Cave

- Peso próprio da laje – $h \times \gamma = 0,24 \times 25 = 6,00\text{ kN/m}^2$
- Peso próprio do revestimento – $2,00\text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em garagens – $4,00\text{ kN/m}^2$
- Área - $37,85\text{ m}^2$

$$N_{\text{cave}} = (6 + 2 + 4) \times 37,85 = 454,2\text{ kN} \quad (5.8.)$$

- Rés-do-chão

- Peso próprio da laje – $h \times \gamma = 0,24 \times 25 = 6,00\text{ kN/m}^2$
- Peso próprio do revestimento e paredes divisórias – $3,50\text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em habitação – $2,00\text{ kN/m}^2$
- Área - $37,85\text{ m}^2$

$$N_{\text{rés-do-chão}} = (6 + 3,5 + 2) \times 37,85 = 435,275\text{ kN} \quad (5.9.)$$

Para este cálculo, convém realçar que a área do tecto da cave não corresponde inteiramente à área de piso do rés-do-chão, como se pode verificar pelas plantas da arquitectura. No entanto e pelo lado da segurança, considerou-se a totalidade da área como ocupação habitacional.

- Cobertura

- Peso próprio da laje – $h \times \gamma = 0,24 \times 25 = 6,00 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio do revestimento – $3,50 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em cobertura – $1,00 \text{ kN/m}^2$
- Área - $28,04 \text{ m}^2$

$$N_{cobertura} = (6 + 3,5 + 1) \times 28,04 = 294,42 \text{ kN} \quad (5.10.)$$

Total de carga na base do pilar:

$$N_{total} = N_{\text{piso 1-6}} + N_{cave} + N_{rés-do-chao} + N_{cobertura} = 3730,39 \text{ kN} \quad (5.11.)$$

O valor de cálculo do esforço normal actuante:

$$N_{sd} = N_{total} \times 1,5 = 5595,58 \text{ kN} \quad (5.12.)$$

Com o N_{sd} , efectuou-se o cálculo da secção de betão:

$$A_c = N_{sd} / 21050 \Leftrightarrow A_c = 5595,58 / 21050 = 0,2658 \text{ m}^2 \quad (5.13.)$$

Neste caso, a dimensão do pilar fica limitada a 30cm uma vez que a parede é de 35cm e considera-se um espaço de 2,5cm para reboco e/ou revestimentos. Isto faz com que o seu comprimento seja:

$$A_c = l \arg \times comp \Leftrightarrow comp = 0,2658 / 0,30 = 0,886 \text{ m} \cong 0,90 \text{ m} = 90 \text{ cm} \quad (5.14.)$$

Por uma razão de simplificação, a primeira dimensão referida nos pilares será sempre em relação ao eixo das abcissas (xx) e a segunda em relação ao eixo das ordenadas (yy).

Como já foi acima referido, o raciocínio de cálculo estende-se aos restantes pilares, cujos valores são apresentados no anexo 2.

De seguida, apresenta-se a planta com as secções de todos os pilares.

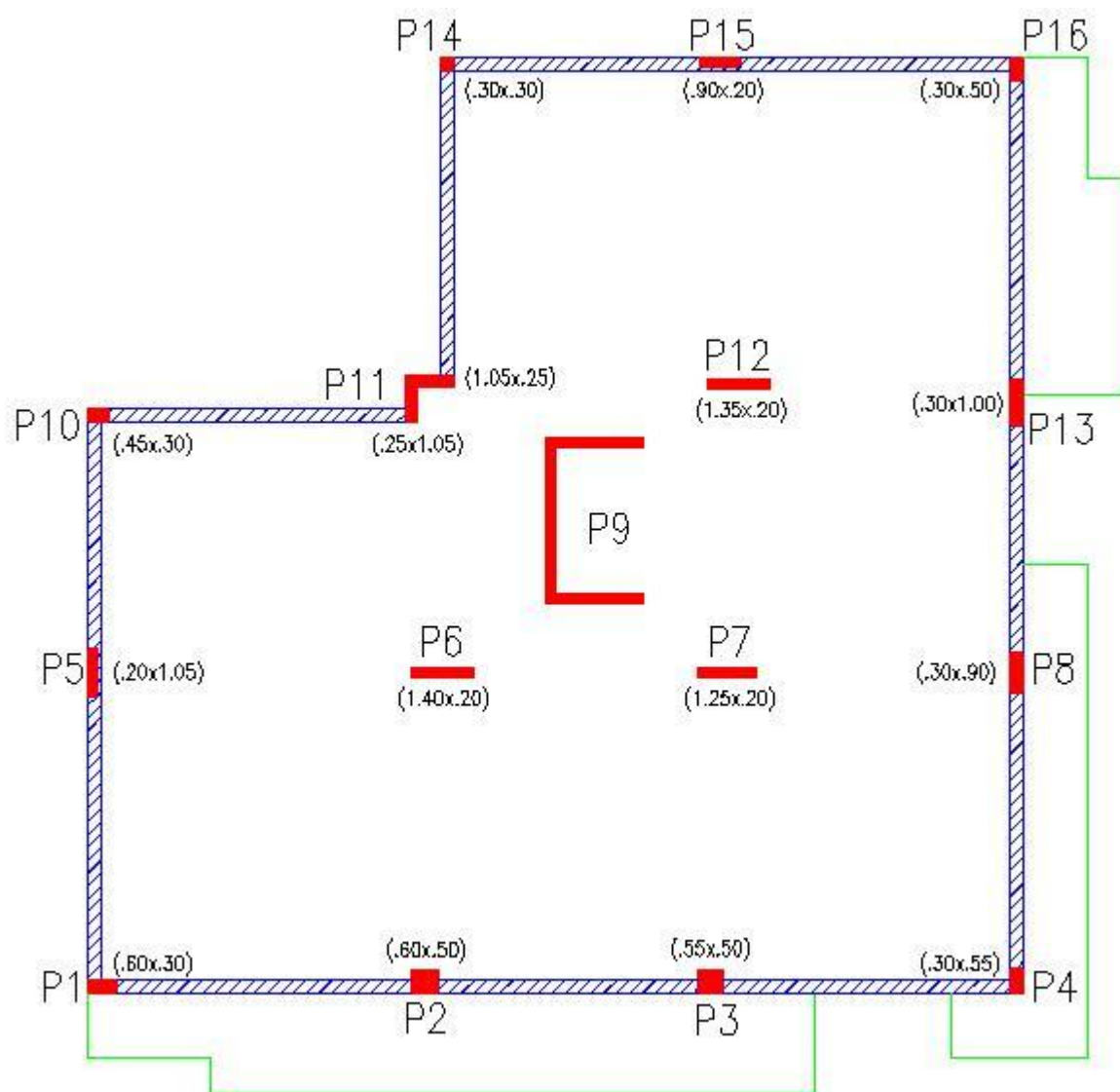


Fig.5.4 – Secções dos pilares no piso tipo

6

DIMENSIONAMENTO

Este ponto diz respeito ao dimensionamento final dos elementos da estrutura do edifício. No entanto, e dada a natureza deste trabalho, apenas se vão dimensionar as vigas e as lajes do piso tipo, visto serem os elementos que vão influenciar a análise de deformações feita no capítulo seguinte. Desta forma, os fenómenos naturais, sismos e vento não vão ser alvo de estudo no presente trabalho, uma vez que influenciam principalmente elementos verticais. Como auxiliar neste processo, utilizou-se o programa Robot Millennium v.17.5, no qual foi introduzido um modelo estrutural e as cargas nele actuates. Este programa é baseado no método de elementos finitos.

6.1. MODELO ESTRUTURAL

O modelo estrutural introduzido procura retratar o mais fielmente possível a estrutura real, neste caso o piso tipo. Assim e uma vez terminado o processo de pré-dimensionamento, tornou-se possível definir a estrutura. Foi assim introduzido o modelo do piso tipo no programa, respeitando as secções dos elementos estruturais obtidos na fase de pré-dimensionamento.

Neste modelo, os pilares foram considerados como encastrados na sua extremidade inferior e, na sua extremidade superior, foram restringidos todos os deslocamentos e rotações excepto o deslocamento vertical (encastramento deslizante). Na base das paredes foram considerados apoios que restringem os três movimentos mas que permitem as três rotações.

No que diz respeito aos elementos finitos, foi definida uma malha quadrada com 50cm de lado (aproximadamente).

Os elementos verticais, neste caso os pilares, foram introduzidos com uma altura de 3 metros acima e abaixo do piso.

Assim, o aspecto do modelo em estudo, a três dimensões pode ser visto nas figuras seguintes.

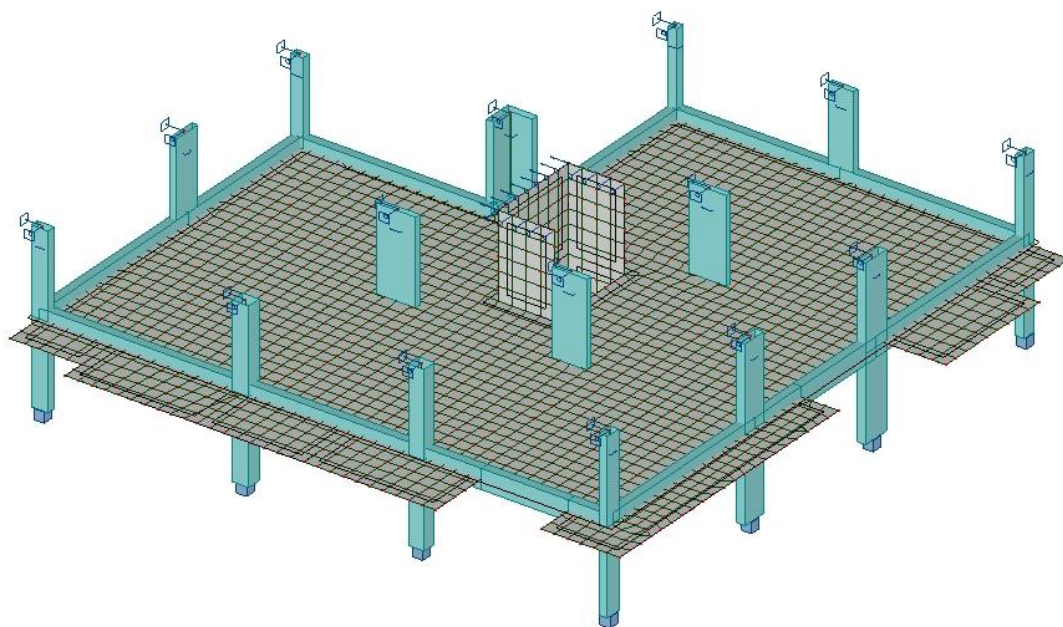


Fig.6.1 – Vista 3D do modelo do piso tipo introduzido no programa Robot

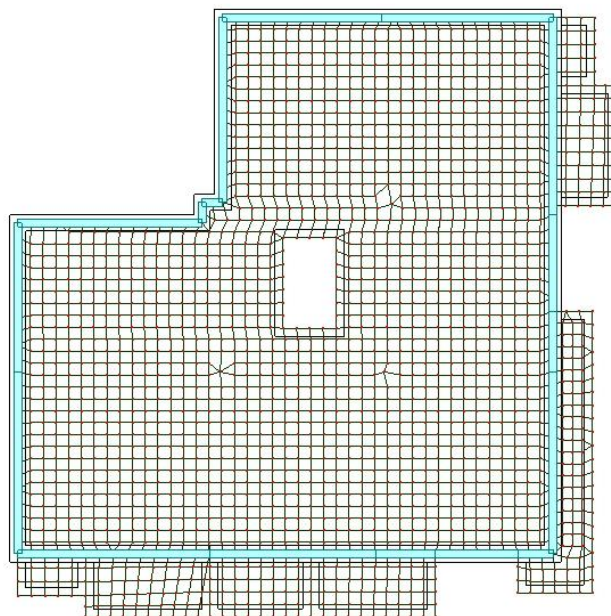


Fig.6.2 – Vista 2D do modelo do piso tipo introduzido no programa Robot

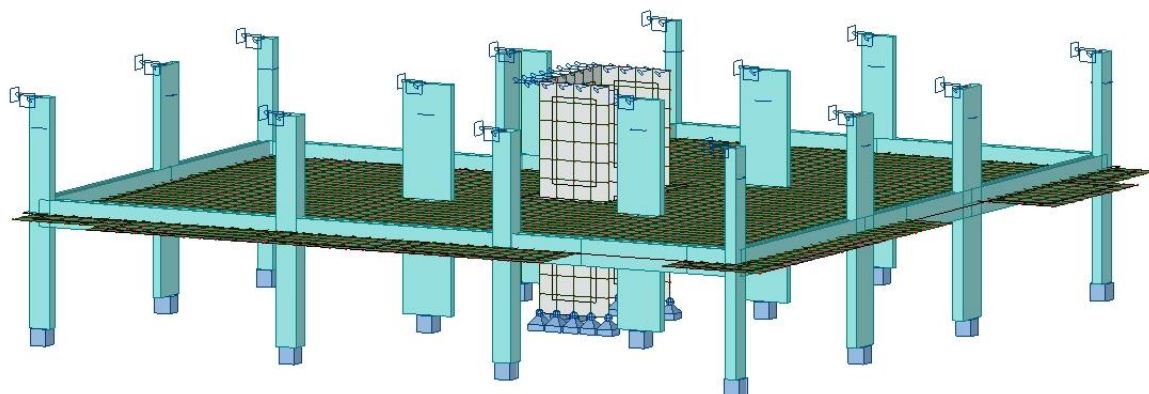


Fig.6.3 – Vista 3D do modelo do piso tipo, com todos os apoios visíveis

Após definido o modelo, foram introduzidas as acções verticais actuantes: peso próprio, restante carga permanente e sobrecargas. Todas estas acções já foram caracterizadas no capítulo 4 do presente trabalho.

Tendo em vista o processo de dimensionamento, foi definida uma combinação de acções relativa ao Estado limite último. Para tal, foi utilizada a combinação fundamental, que se traduz em,

$$S_d = \gamma_g \times S_G + \gamma_q \times S_Q = 1,5 \times S_G + 1,5 \times S_Q \quad (6.1.)$$

Em que:

S_G - Peso próprio e restante carga permanente;

S_Q - Sobrecarga de utilização.

6.2. DISPOSIÇÕES DE PROJECTO E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

6.2.1. ARMADURAS

Nas estruturas de betão armado e pré-esforçado devem dispor-se, para além das armaduras principais, determinadas a partir dos esforços obtidos para a estrutura e dimensionadas de acordo com o REBAP, armaduras ditas “secundárias” para que seja garantida a eficiência do funcionamento das principais, assegurada a ligação entre partes dos elementos que tenham tendência a destacar-se e limitado o alargamento da fendilhação localizada. Tal situação deve-se ao facto de que nem sempre os esquemas estruturais adoptados para o dimensionamento das estruturas conseguem traduzir toda a complexidade do seu comportamento real.

6.2.2. DISTÂNCIAS

No que diz respeito à distância mínima entre armaduras, temos que, a distância livre entre armaduras ou entre agrupamentos destas deve ser suficiente para garantir uma betonagem em boas condições, assegurando-lhes assim um bom envolvimento pelo betão e as necessárias condições de aderência. No

caso de armaduras ordinárias, esta distância não deve ser inferior ao maior diâmetro dos varões em causa (ou ao diâmetro equivalente dos seus agrupamentos), nem inferior a dois centímetros.

6.2.3. RECOBRIMENTO

O recobrimento das armaduras deve possibilitar a execução de uma betonagem em boas condições e assegurar não só a protecção necessária relativamente à corrosão como também uma eficaz transmissão das forças entre as armaduras e o betão.

Os recobrimentos mínimos a adoptar em elementos não laminares em que se utilize betão de classe inferior a B30 (C25/30) e armadura ordinária devem ser os seguintes [7]:

- Em ambientes pouco agressivos \longrightarrow 2,0 cm
- Em ambientes moderadamente agressivos \longrightarrow 3,0 cm
- Em ambientes muito agressivos \longrightarrow 4,0 cm

Estes valores podem, no entanto ser diminuídos de 0,5cm, no caso de elementos laminares; de 0,5cm, para betões da classe B30, B35 e B40; de 1,0cm, para betões de classes superiores a B40. Estas diminuições são cumulativas, no entanto, não se deve, em caso algum, adoptar recobrimento inferior a 1,5cm.

6.2.4. ADERÊNCIA

A aderência das armaduras ao betão é definida através de uma tensão de rotura de aderência, cujos valores, dependem das características de aderência das armaduras, da classe de betão e das condições de envolvimento das armaduras pelo betão. Esta é uma propriedade que interessa tanto ao funcionamento conjunto do betão e do aço como também à definição dos critérios de amarração e de emenda de armaduras.

Do ponto de vista da aderência, as armaduras ordinárias classificam-se em armaduras de aderência normal e armaduras de alta aderência. Relativamente às condições de envolvimento dos varões pelo betão, considera-se que estes se encontram em condições de boa aderência quando formem com a horizontal um ângulo compreendido entre 45° e 90°, ou quando os varões estejam integrados em elementos cuja espessura, na direcção da betonagem, não exceda 25cm. Caso exceda os 25cm, considera-se ainda em condições de boa aderência se situarem na metade inferior do elemento ou a mais de 30cm da sua face superior [7].

Assim, apresenta-se na seguinte figura, um quadro do REBAP com os valores de cálculo da tensão de rotura de aderência, f_{bd} , das armaduras ordinárias.

(MPa)									
Características de aderência dos varões	Classe do betão								
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
Aderência normal	0,8	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
Alta aderência	1,8	2,1	2,4	2,7	3,0	3,3	3,6	3,9	4,2

Fig.6.4 – Quadro com valores de cálculo da tensão de rotura da aderência, f_{bd}

6.2.5. AMARRAÇÃO

As extremidades dos varões das armaduras ordinárias devem ser fixadas ao betão através de amarrações. Estas amarrações, dependendo das condições de aderência do betão, podem ser efectuadas através de um prolongamento recto ou curvo dos varões, por laços ou por dispositivos mecânicos especiais [7]. Na figura seguinte, estão explícitos os tipos de amarração das armaduras.

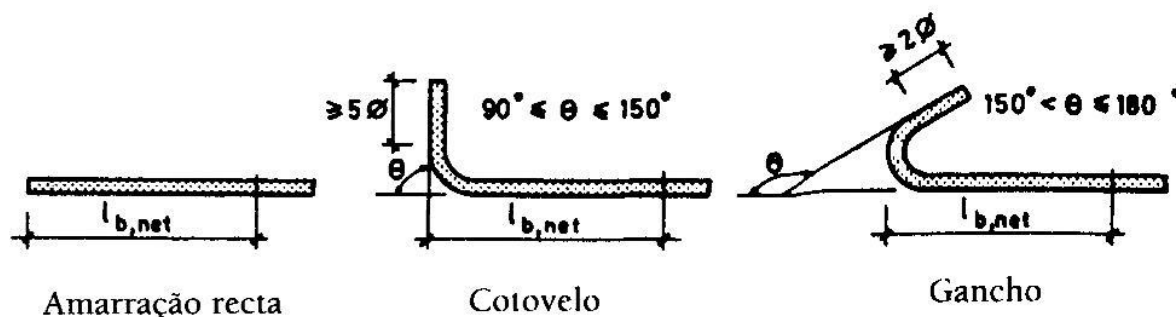


Fig.6.5 – Tipos de amarração das armaduras

Os comprimentos de amarração, $l_{b,net}$, são definidos pela seguinte expressão:

$$l_{b,net} = l_b \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \cdot \alpha_1 \quad (6.2.)$$

Onde:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{bd}} \quad (6.3.)$$

Os símbolos, significam:

$A_{s,cal}$ – secção da armadura requerida pelo cálculo;

$A_{s,ef}$ – secção da armadura efectivamente adoptada;

α_1 – coeficiente cujo valor é 0,7 para amarrações curvas em tracção sendo igual á unidade nos restantes casos;

ϕ – diâmetro do varão ou diâmetro equivalente do agrupamento;

f_{syd} – valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço;

f_{bd} – valor de cálculo da tensão de rotura de aderência [7].

No entanto, em caso algum devem ser tomados valores inferiores a qualquer um dos seguintes casos:

- 10ϕ ;
- $100mm$;
- $0,3l_b$ no caso de varões traccionados;
- $0,6l_b$ no caso de varões comprimidos.

Os valores do comprimento de amarração, $l_{b,net}$, estão representados num quadro do REBAP, que a seguir se apresenta como figura.

Valores do comprimento de amarração, $l_{b,net}$

Tipo de aço	Tipo de amarração	Classes do betão e condições de aderência							
		B20		B25		B30		B35	
		A	B	A	B	A	B	A	B
A235 NL	Com gancho	35 Ø	50 Ø	30 Ø	45 Ø	30 Ø	45 Ø	25 Ø	40 Ø
A235 NR	Recta	25 Ø	35 Ø	20 Ø	30 Ø	20 Ø	25 Ø	15 Ø	25 Ø
A400 NR A400 ER	Recta	40 Ø	60 Ø	35 Ø	50 Ø	30 Ø	45 Ø	30 Ø	40 Ø
A400 EL	Com gancho	60 Ø	85 Ø	55 Ø	80 Ø	50 Ø	75 Ø	45 Ø	65 Ø
A500 NR A500 ER	Recta	50 Ø	75 Ø	45 Ø	65 Ø	40 Ø	60 Ø	35 Ø	50 Ø

A – Condições de boa aderência.
B – Outras condições de aderência.

Fig.6.6 – Valores do comprimento de amarração

6.3. ARMADURA EM VIGAS

No dimensionamento das armaduras das vigas foram utilizados os resultados obtidos através do programa Robot Millennium v.17.5. Este programa vai ser o programa utilizado para a análise de deformações e apenas fornece a envolvente de esforços de cada elemento.

6.3.1. ARMADURA LONGITUDINAL

A armadura longitudinal tem como finalidade resistir aos momentos flectores. A percentagem de armadura longitudinal de tracção não deve ser inferior a 0,12. Esta percentagem é definida através da seguinte expressão [7]:

$$\rho = \frac{A_s}{b_i d} \times 100 \quad (6.4.)$$

Em que,

A_s - área da secção da armadura;

b_t - largura média da zona traccionada;

d - altura útil da secção.

A área desta armadura não deverá exceder também os 4% da área total da secção da viga. Tendo em conta estes dados e uma vez que a secção das vigas são todas iguais, é possível definir já os valores para posterior comparação.

Relativamente ao espaçamento máximo dos varões de armadura longitudinal de tracção na zona de momentos flectores máximos, este não deve ser superior aos valores da seguinte tabela do REBAP, inserida em forma de imagem,

**Espaçamento máximo dos varões
da armadura longitudinal de vigas
(cm)**

Ambiente	Tipo de aço		
	A235	A400	A500
Pouco agressivo ($w = 0,3 \text{ mm}$)	—	12,5	10
Moderadamente agressivo ($w = 0,2 \text{ mm}$)	—	7,5	5

Fig.6.7 – Espaçamento máximo dos varões da armadura longitudinal de tracção em vigas

Como estamos em presença de um ambiente pouco agressivo, o espaçamento máximo entre varões é de 10 centímetros. Convém também referir que estes valores garantem o cumprimento da verificação da fendilhação por parte da viga.

No que diz respeito à interrupção da armadura longitudinal, tem-se que esta só pode ser efectuada caso se garanta a absorção das forças de tracção correspondentes a um diagrama obtido por translação, paralela ao eixo da viga, do diagrama de Msd/z , em que Msd é o valor de cálculo do momento actuante numa dada secção e z é o braço binário das forças interiores na mesma secção [7]. A seguinte figura ilustra tal situação.

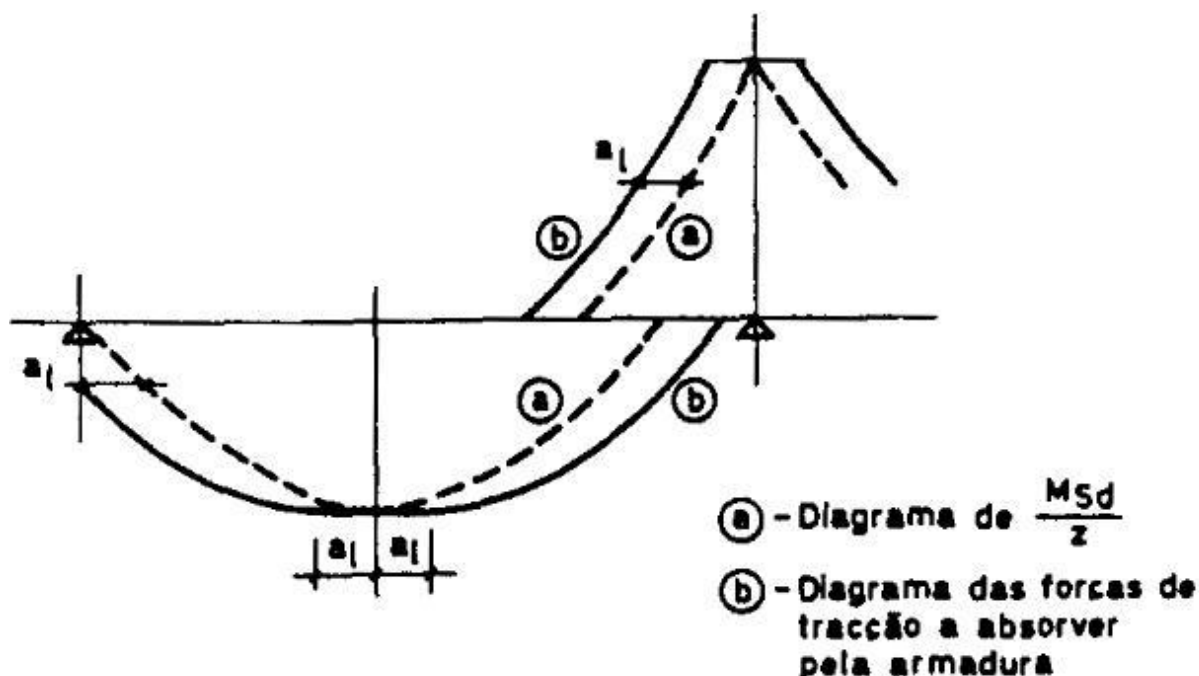


Fig.6.8 – Diagrama de translação [7]

O valor da translação “ a_l ”, depende de dois factores: do valor de cálculo do esforço transversal actuante, V_{Sd} ; do tipo de armadura de esforço transversal. Assim, temos duas situações possíveis (considerando estribos verticais):

- $V_{Sd} \leq \frac{2}{3} \tau_2 b_w d \longrightarrow a_l = d$
- $V_{Sd} > \frac{2}{3} \tau_2 b_w d \longrightarrow a_l = 0,75d$

Em que,

V_{Sd} - valor de cálculo do esforço transversal actuante;

τ_2 - valor de tensão;

b_w - largura da alma da secção;

d - altura útil da secção [7].

Geralmente, numa envolvente dos momentos flectores para carregamentos verticais, tem-se a armadura superior correspondente aos momentos flectores negativos, a qual terá valores máximos nos apoios e a armadura inferior devida aos momentos flectores positivos e com valores máximos a meio vão.

Para a escolha das armaduras, procurou-se seguir alguns critérios, dependendo do facto de se tratar da armadura positiva ou da negativa. Alguns desses critérios são:

- Evitar a formação de duas camadas de varões, de forma a manter a altura útil da viga;
- Escolha de uma armadura corrida mínima e reforçá-la na zona dos apoios, nunca descurando o disposto relativo ao espaçamento máximo dos varões para a verificação da fendilhação.

6.3.2. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO

Segundo o REBAP, o valor de cálculo do esforço transversal resistente de elementos sujeitos a flexão simples ou composta (neste caso, vigas) é determinado com base na teoria da treliça de Morsch, convenientemente corrigida. Desta forma, o valor de cálculo do esforço transversal resistente V_{Rd} é obtido pela seguinte expressão,

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} \quad (6.5.)$$

Em que,

V_{cd} - valor corrector da teoria de Morsh;

V_{wd} - resistência das armaduras de esforço transversal segundo a mesma teoria.

Assim, para o cálculo de V_{cd} , temos a seguinte expressão,

$$V_{cd} = \tau_1 b_w d \quad (6.6.)$$

Onde,

τ_1 - tensão obtida através do quadro apresentado em baixo;

b_w - largura da alma da secção;

d - altura útil da secção.

Classe do betão	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
τ_1	0,50	0,60	0,65	0,75	0,85	0,90	1,00	1,10	1,15

Fig.6.9 – Quadro com valores da tensão τ_1 [7]

Para o cálculo de V_{wd} , utiliza-se a seguinte expressão,

$$V_{wd} = 0,9d \frac{A_{sw}}{S} f_{syd} (1 + \cot g \alpha) \sin \alpha \quad (6.7.)$$

Os termos da expressão, significam,

d - altura útil da secção;

S - espaçamento das armaduras de esforço transverso;

A_{sw} - área da secção da armadura de esforço transverso;

f_{syd} – valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço;

α - ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso com o eixo do elemento.

A expressão pode ser simplificada para o caso de estribos verticais, uma vez que $\cotg(90)$ é igual a zero e $\sin(90)$ é igual a 1. Logo, V_{wd} pode ser calculado por,

$$V_{wd} = 0,9d \frac{A_{sw}}{S} f_{syd} \quad (6.8.)$$

No entanto, o valor de cálculo do esforço transverso resistente, depois de determinado, deve ainda satisfazer a seguinte condição,

$$V_{Rd} \leq \tau_2 b_w d \quad (6.9.)$$

Em que,

τ_2 - valor de tensão;

b_w - largura da alma da secção;

d - altura útil da secção [7].

Uma vez descrito o método de cálculo existente no REBAP relativamente ao Esforço Transverso, convém fazer indicação de algumas disposições construtivas relativas a esta matéria.

Nas vigas, os estribos devem estar presentes ao longo de todo o vão e abranger a totalidade da sua altura. Devem envolver a armadura longitudinal de tracção e também a armadura de compressão quando esta for considerada como resistente. No que diz respeito às extremidades, os estribos devem terminar preferencialmente em forma de gancho, que por sua vez devem ser executados tal como indicado em 6.2.5..

No que diz respeito à quantidade de estribos, a sua percentagem não deve ser inferior aos limites especificados na seguinte tabela.

Quadro 6.1 – Percentagem Mínima de Estribos [7]

Armadura de Aço	ρ_w
A235	0,16
A400	0,10
A500	0,08

A percentagem é definida através da seguinte expressão,

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s \sin \alpha} \times 100 \quad (6.10.)$$

Na qual,

A_{sw} - área total da secção transversal dos vários ramos do estribo;

b_w - largura da alma da secção;

s - espaçamento dos estribos;

α - ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal com o eixo do elemento [7].

O espaçamento dos estribos, s , deve respeitar algumas condições, no caso de estribos verticais. As condições são as seguintes [7]:

- Quando $V_{sd} \leq \frac{1}{6} \tau_2 b_w d$: $s \leq 0,9d$ com um máximo de 30 centímetros.
- Quando $\frac{1}{6} \tau_2 b_w d < V_{sd} \leq \frac{2}{3} \tau_2 b_w d$: $s \leq 0,5d$ com um máximo de 25 centímetros.
- Quando $V_{sd} > \frac{2}{3} \tau_2 b_w d$: $s \leq 0,3d$ com um máximo de 20 centímetros.

6.3.3. CÁLCULO DE ARMADURA NAS VIGAS

Em vez de apresentar todos os cálculos efectuados para todas as vigas, optou-se por demonstrar o método através de um exemplo, neste caso, para a viga 1. Todas as outras vigas foram dimensionadas de forma análoga e todos os valores e desenhos necessários estão presentes no Anexo 3.

Assim, apresenta-se de seguida o diagrama de momentos da viga 1, obtido a partir do programa de cálculo Robot Millennium v.17.5, tal como dito acima.

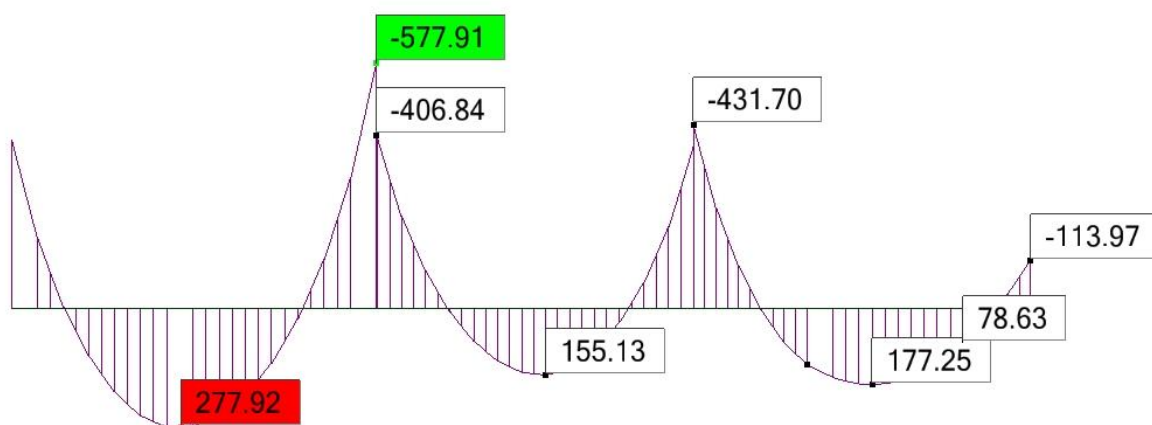


Fig.6.10 – Diagrama de momentos da viga 1

Deste diagrama, convém realçar determinados valores assim como a sua distancia em relação ao início de cada tramo, distância esta representada pela letra “x”. Esta viga contém três tramos.

Quadro 6.2 – Valores de Momentos e Distâncias

Tramo	x (m)	Msd (kN.m)
1 L = 7,23m	0	-397,86
	1,05	0
	3,35	277,92
	5,77	0
	7,23	-577,91
2 L = 6,27m	0	-406,84
	1,41	0
	3,34	155,13
	4,98	0
	6,27	-379,77
3 L = 6,67m	0	-431,70
	1,33	0
	3,49	177,29
	5,97	0
	6,67	-113,97

Da mesma forma que para os momentos flectores, apresenta-se de seguida o diagrama para o esforço transverso.

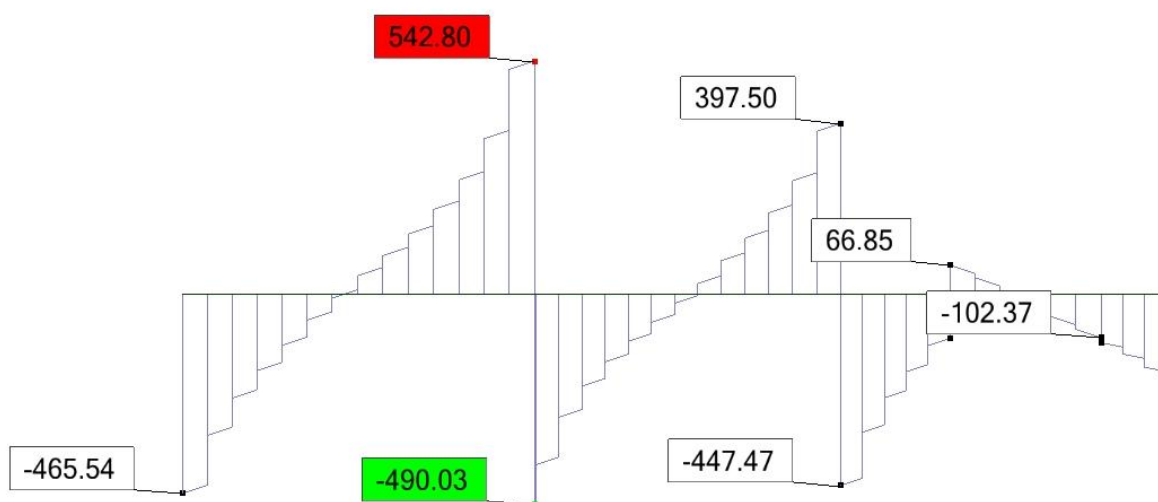


Fig.6.11 – Diagrama de esforço transverso da viga 1

A tabela com os valores de esforço transversal e as respectivas distâncias apresentam-se de seguida.

Quadro 6.3 – Valores de esforço transversal e distâncias

Tramo	x (m)	Vsd (kN)
1 L = 7,23m	0	-465,54
	3,35	0
	7,23	542,80
2 L = 6,27m	0	-490,03
	3,34	0
	6,27	397,50
3 L = 6,67m	0	-447,47
	3,49	0
	6,67	-181,08

Na posse destes valores é possível passar para o cálculo das armaduras longitudinais e transversais.

6.3.3.1. Cálculo de Armadura Longitudinal

Para este cálculo, em vez de se utilizar as tabelas “Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão”, foram usadas duas fórmulas que são aplicáveis sem margem de erro significativa para momentos reduzidos inferiores a 0,3 ($\mu < 0,30$). As fórmulas são:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (6.11.)$$

e

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (6.12.)$$

Em ambas as fórmulas é necessário definir “d”, ou seja, a altura útil da secção. Uma vez que se considera estar num ambiente pouco agressivo é exigido um recobrimento mínimo de 2cm. Considerando então o possível uso de varões Ø25, faz com que o valor a retirar à altura da secção seja, pelo lado da segurança, de 4cm.

Para a armadura longitudinal superior, interessam os momentos negativos, nomeadamente o mais gravoso. Desta forma, fez-se uma análise para cada um dos momentos máximos, que neste caso correspondem aos extremos de cada tramo, ou seja, a zona dos apoios. No entanto, analisou-se primeiro o maior momento de todos, logo,

- Segundo apoio (maior momento)

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{577,91}{0,3 \times 0,66^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,2648$$

e

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,2648 \times (1 + 0,2648) \times 0,30 \times 0,66 \times \frac{16,7 \times 10^3}{435 \times 10^3} = 25,46 \text{ cm}^2$$

O momento reduzido tem um valor considerado correcto, visto ser muito próximo do económico ($\mu = 0,25$) e abaixo do limite de 0,3 acima imposto. Com esta área de aço calculada, optou-se por,

$$A_{s,calc} = 25,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\phi 25 \Rightarrow A_{s,eff} = 29,45 \text{ cm}^2$$

Imediatamente após a escolha da solução, deve-se fazer uma verificação relativa ao espaço entre varões, tal como explicado em 6.2.2.. É um cálculo bastante simples, que traduz a distância representada na seguinte figura.

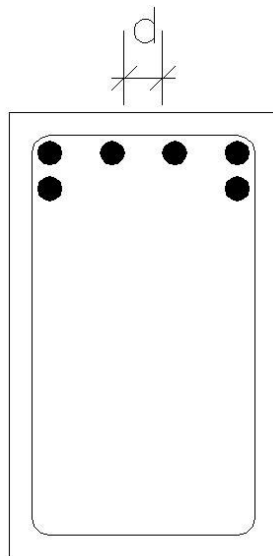


Fig.6.12 – Distância “d” em corte de viga

$$d = \frac{b - 4 \times \phi - 2 \times \text{recobrimento}}{n^{\circ} \text{ varões} - 1} \quad (6.13.)$$

Logo,

$$d = \frac{0,3 - 4 \times 0,025 - 2 \times 0,03}{3} = 0,0467 > \phi$$

Como a distância “d” é superior ao diâmetro do varão, estão garantidas as condições para uma boa betonagem, assegurando-lhes assim um bom envolvimento pelo betão e as necessárias condições de aderência. Este cálculo deve ser efectuado para todas as soluções adoptadas, no entanto e uma vez que a solução com 4Ø25 numa fiada verifica as condições necessárias, só se irá repetir o cálculo quando se estiver em presença de uma solução que envolva maiores diâmetros ou maior número de varões por fiada. Caso contrário, esta condição é verificada.

Uma vez que esta solução é para o maior momento, optou-se por considerar uma armadura de 2Ø25 corrida, reforçando quando necessário a zona dos apoios, correspondentes aos picos de momentos. Para que esta armadura corrida verifique de forma positiva a condição de fendilhação imposta, que se traduz num espaçamento máximo de 10 centímetros entre varões, tem que ser acrescentado pelo menos um varão na zona dos apoios.

- Primeiro apoio

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{397,86}{0,3 \times 0,66^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,1823$$

e

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,1823 \times (1 + 0,1823) \times 0,30 \times 0,66 \times \frac{16,7 \times 10^3}{435 \times 10^3} = 16,38 \text{ cm}^2$$

A solução adoptada será,

$$A_{s, calc} = 16,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 25 \Rightarrow A_{s, eff} = 19,64 \text{ cm}^2$$

- Terceiro apoio

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{431,70}{0,3 \times 0,66^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,1978$$

e

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,1978 \times (1 + 0,1978) \times 0,30 \times 0,66 \times \frac{16,7 \times 10^3}{435 \times 10^3} = 18,01 \text{ cm}^2$$

A solução adoptada será,

$$A_{s, calc} = 18,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 25 \Rightarrow A_{s, eff} = 19,64 \text{ cm}^2$$

- Quarto apoio

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{113,97}{0,3 \times 0,66^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,0522$$

e

$$As = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{fcd}{f_{syd}} = 0,1978 \times (1 + 0,1978) \times 0,30 \times 0,66 \times \frac{16,7 \times 10^3}{435 \times 10^3} = 4,18 \text{ cm}^2$$

A solução adoptada será,

$$As, calc = 4,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi 25 + 1\phi 20 \Rightarrow As, eff = 12,96 \text{ cm}^2$$

Para a armadura longitudinal inferior, o raciocínio de cálculo é exactamente o mesmo, sendo a única diferença no valor do momento utilizado. Nesta situação interessam os momentos positivos, que correspondem geralmente ao meio vão de cada tramo, logo,

- Primeiro tramo

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times fcd} = \frac{277,92}{0,3 \times 0,66^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,1273$$

e

$$As = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{fcd}{f_{syd}} = 0,1273 \times (1 + 0,1273) \times 0,30 \times 0,66 \times \frac{16,7 \times 10^3}{435 \times 10^3} = 10,91 \text{ cm}^2$$

A solução adoptada, foi,

$$As, calc = 10,91 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 20 \Rightarrow As, eff = 12,57 \text{ cm}^2$$

- Segundo tramo

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times fcd} = \frac{155,13}{0,3 \times 0,66^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,0711$$

e

$$As = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{fcd}{f_{syd}} = 0,0711 \times (1 + 0,0711) \times 0,30 \times 0,66 \times \frac{16,7 \times 10^3}{435 \times 10^3} = 5,79 \text{ cm}^2$$

A solução adoptada, foi,

$$As, calc = 5,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\phi 20 \Rightarrow As, eff = 9,42 \text{ cm}^2$$

- Terceiro tramo

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times fcd} = \frac{177,25}{0,3 \times 0,66^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,0812$$

e

$$As = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{fcd}{f_{syd}} = 0,0812 \times (1 + 0,0812) \times 0,30 \times 0,66 \times \frac{16,7 \times 10^3}{435 \times 10^3} = 6,67 \text{ cm}^2$$

A solução adoptada, foi,

$$A_{s,calc} = 5,79\text{cm}^2 \Rightarrow 3\phi 20 \Rightarrow A_{s,eff} = 9,42\text{cm}^2$$

Antes de passar para o cálculo de armaduras transversais, convém verificar se as soluções adoptadas respeitam os limites máximos de percentagem de armadura, atrás indicados. Desta forma e para simplificar o calculo, apenas se calculou a percentagem de armadura para as soluções extremas, ou seja, para o maior e para o menor valor de área de armadura. Assim temos para as duas soluções,

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_t d} \times 100 = \frac{29,45 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,66} \times 100 = 1,49\%$$

$$\rho_2 = \frac{A_s}{b_t d} \times 100 = \frac{9,42 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,66} \times 100 = 0,48\%$$

Como se pode verificar, as percentagens de armadura encontram-se dentro dos limites regulamentares.

6.3.3.2. Cálculo de Armadura Transversal

O cálculo da armadura de esforço transversal seguiu na íntegra a metodologia indicada em 6.3.2.; no entanto, pode-se começar por definir em primeiro lugar uma armadura mínima e contabilizar a sua capacidade resistente, visto que poderão existir situações em que não seja necessária mais armadura do que esta, logo, este procedimento facilita o processo de cálculo. Assim, e de acordo com as percentagens dispostas em 6.3.2., tem-se,

$$\rho_{w,min} = 0,08\%$$

e,

$$\begin{aligned} \rho_w &= \frac{A_{sw}}{b_w s \sin \alpha} \times 100 \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \min = \rho_w \times b_w \times \sin \alpha \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \min = \frac{0,08}{100} \times 0,30 \times \sin 90 = 2,4\text{cm}^2 / m \end{aligned}$$

Utilizando armadura Ø6 com dois ramos, que corresponde a uma área de $0,57\text{cm}^2$, dá o seguinte espaçamento,

$$\phi 6_{2ramos} \Rightarrow s \leq \frac{0,57}{2,4} \Leftrightarrow s \leq 0,238m$$

Tendo em conta a facilidade de execução em obra, adoptou-se,

$$\phi 6_{2ramos} // 0,20 \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 2,85\text{cm}^2 / m$$

A capacidade resistente desta solução, é determinada da seguinte forma,

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

Em que,

$$V_{cd} = \tau_1 b_w d$$

As variáveis b_w e d são valores conhecidos, enquanto τ_1 é definido em função da classe de betão, sendo igual a 0,75MPa. Como se pode verificar esta parcela do esforço resistente é igual para todas as vigas. Sendo assim,

$$V_{cd} = 0,75 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,66 = 148,5 kN$$

A parcela V_{wd} , tem o seguinte valor,

$$V_{wd} = 0,9d \frac{A_{sw}}{S} f_{syd} = 0,9 \times 0,66 \times 2,85 \times 10^{-4} \times 435 \times 10^3 = 73,64 kN$$

Logo, tem-se que a capacidade resistente da solução $\phi 6_{2ramos} // 0,20$ é,

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} = 148,5 + 73,64 = 222,14 kN$$

Após o cálculo da armadura mínima, pode-se passar ao cálculo da armadura para os maiores esforços a que a viga se encontra sujeita.

Tendo em conta que a viga tem três tramos, estes serão analisados de forma independente, uma vez que os estribos são interrompidos na zona de intersecção com os pilares.

De qualquer das formas o raciocínio será idêntico para os três, ou seja, admite-se que o esforço máximo actuante é igual ao esforço resistente e determina-se V_{wd} , a partir do qual se obtém a área de armadura. Convém realçar que se deve, dentro de um mesmo tramo, calcular armadura para os dois extremos, a que geralmente correspondem os dois valores máximos de esforços actuantes.

Sendo assim, tem-se:

- Primeiro tramo

$$V_{wd,esq} = V_{sd} - V_{cd} = 465,54 - 148,5 = 317,04 kN$$

$$V_{wd,dir} = V_{sd} - V_{cd} = 542,80 - 148,5 = 394,30 kN$$

Logo,

$$V_{wd,esq} = 0,9d \frac{A_{sw}}{S} f_{syd} \Leftrightarrow 317,04 = 0,9 \times 0,66 \times \frac{A_{sw}}{S} \times 435 \times 10^3 \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{S} = 12,27 cm^2 / m$$

$$V_{wd,dir} = 0,9d \frac{A_{sw}}{S} f_{syd} \Leftrightarrow 394,30 = 0,9 \times 0,66 \times \frac{A_{sw}}{S} \times 435 \times 10^3 \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{S} = 15,26 cm^2 / m$$

Consequentemente e adoptando uma armadura Ø8 com 4 ramos, o espaçamento para o lado esquerdo é,

$$\phi 8_{4ramos} \Rightarrow s \leq \frac{2,01}{12,27} \Leftrightarrow s \leq 0,164m$$

⇓

$$\phi 8_{4ramos} // 0,15 \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 13,4cm^2 / m$$

Para o lado direito,

$$\phi 8_{4ramos} \Rightarrow s \leq \frac{2,01}{15,26} \Leftrightarrow s \leq 0,131m$$

⇓

$$\phi 8_{4ramos} // 0,125 \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 16,08cm^2 / m$$

- Segundo tramo

$$V_{wd,esq} = V_{sd} - V_{cd} = 490,03 - 148,5 = 341,53kN$$

$$V_{wd,dir} = V_{sd} - V_{cd} = 397,50 - 148,5 = 249kN$$

Logo,

$$V_{wd,esq} = 0,9d \frac{A_{sw}}{S} f_{syd} \Leftrightarrow 341,53 = 0,9 \times 0,66 \times \frac{A_{sw}}{S} \times 435 \times 10^3 \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{S} = 13,22cm^2 / m$$

$$V_{wd,dir} = 0,9d \frac{A_{sw}}{S} f_{syd} \Leftrightarrow 249 = 0,9 \times 0,66 \times \frac{A_{sw}}{S} \times 435 \times 10^3 \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{S} = 9,64cm^2 / m$$

Consequentemente e adoptando uma armadura Ø8 com 4 ramos, o espaçamento para o lado esquerdo é,

$$\phi 8_{4ramos} \Rightarrow s \leq \frac{2,01}{13,22} \Leftrightarrow s \leq 0,152m$$

⇓

$$\phi 8_{4ramos} // 0,15 \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 13,4cm^2 / m$$

Para o lado direito,

$$\phi 8_{4ramos} \Rightarrow s \leq \frac{2,01}{9,64} \Leftrightarrow s \leq 0,208m$$

⇓

$$\phi 8_{4ramos} // 0,20 \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 10,05cm^2 / m$$

- Terceiro tramo

Neste tramo apenas é necessário calcular armadura para o lado esquerdo, visto que no direito o valor de esforço actuante ($V_{sd} = 181,08kN$) é inferior a 222,14kN, valor resistente da armadura mínima, logo é a armadura que vai existir.

$$V_{wd,esq} = V_{sd} - V_{cd} = 447,47 - 148,5 = 298,97kN$$

Logo,

$$V_{wd,esq} = 0,9d \frac{A_{sw}}{S} f_{syd} \Leftrightarrow 341,53 = 0,9 \times 0,66 \times \frac{A_{sw}}{S} \times 435 \times 10^3 \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{S} = 13,22cm^2 / m$$

Consequentemente e adoptando uma armadura Ø8 com 4 ramos, o espaçamento para o lado esquerdo é,

$$\phi 8_{4ramos} \Rightarrow s \leq \frac{2,01}{13,22} \Leftrightarrow s \leq 0,152m$$

⇓

$$\phi 8_{4ramos} // 0,15 \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 13,4cm^2 / m$$

No que diz respeito ao espaçamento dos estribos, como já foi visto, estes têm que respeitar algumas condições, já indicadas em 6.3.2.. Assim, para estabelecer comparação, tem-se,

$$\frac{1}{6} \tau_2 b_w d = \frac{1}{6} \times 5 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,66 = 165kN$$

$$\frac{2}{3} \tau_2 b_w d = \frac{2}{3} \times 5 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,66 = 660kN$$

A situação mais gravosa que pode existir, será aquela em que o esforço transversal for maior, ou seja, as limitações quanto aos espaçamentos máximos diminuam. Desta forma e considerando o maior valor de esforço transversal, vem,

$$\frac{1}{6} \tau_2 b_w d < V_{sd} \leq \frac{2}{3} \tau_2 b_w d \Leftrightarrow 165kN < 542,80kN < 660kN$$

⇓

$$s \leq 0,5d \Leftrightarrow s \leq 0,5 \times 0,66 \Leftrightarrow s \leq 0,33m \text{ com máximo de } 0,30m$$

De uma forma genérica, tem-se sempre que compatibilizar o espaçamento máximo permitido com o problema da armadura transversal mínima.

Por fim, existe uma última verificação a fazer, a qual se apresenta a seguir,

$$V_{Rd} \leq \tau_2 b_w d \Leftrightarrow V_{Rd} \leq 990kN$$

O esforço resistente máximo será dado pela armadura adoptada para a zona onde existe esforços maiores, ou seja, para a solução $\phi 8_{4ramos} // 0,125$.

Esta solução leva aos seguintes valores,

$$V_{wd} = 415,49kN$$

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} = 148,5 + 415,49 = 563,99kN$$

Como se pode ver, a solução adoptada verifica satisfatoriamente a condição imposta, sendo que se vai alargar esta consideração às restantes vigas, uma vez que o esforço resistente nunca será superior a este valor, com a excepção de um caso na viga 2, sem nunca ultrapassar o limite dos 990kN imposto.

6.3.3.3. Dispensa de Armadura Longitudinal

Após definidas todas as armaduras, é necessário proceder à sua dispensa de acordo com as regras estabelecidas no REBAP e já enunciadas acima. Desta forma, para os momentos negativos, escolheu-se para cada situação qual a armadura a dispensar e a partir daí calculou-se a distância ao apoio na qual se pode fazer a dispensa. Foi então efectuada uma simplificação respeitante aos diagramas de momentos, nos quais se passou a considerar o seu desenvolvimento como linear em vez do real, ou seja, parabólico. Esta simplificação permite calcular de forma mais fácil a abcissa “X” do diagrama de momentos flectores correspondente ao ponto em que a armadura a manter, garante resistência ao momento flector da envolvente. Esta simplificação é bem visível nas seguintes figuras.

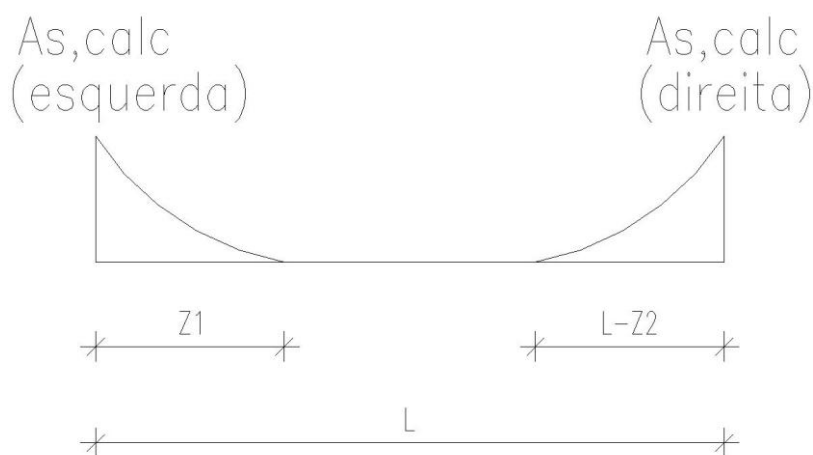


Fig.6.13 – Diagrama de momentos flectores negativos real

Em que,

$A_{s, calc}$ – armadura de tracção negativa de cálculo;

$Z1$ e $Z2$ – zeros do digrama de momentos, já apresentados em tabela;

L – comprimento da laje.

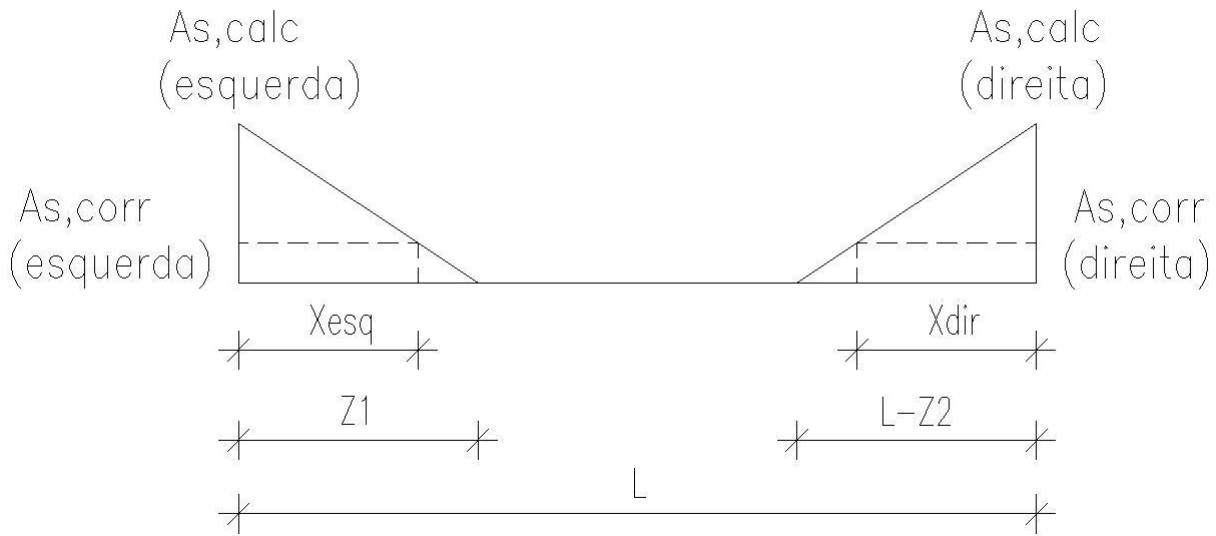


Fig.6.14 – Simplificação adoptada para o diagrama de momentos flectores negativos

Em que,

$A_{s, corr}$ – armadura que não foi dispensada, ou seja, corrida ao longo da laje;

X – distância correspondente ao momento resistente da armadura corrigida em relação ao apoio.

Para o cálculo do valor de X , tem-se

$$X_{esq} = Z_1 \times \frac{A_{s,calc} - A_{s,corr}}{A_{s,calc}} \quad (6.14.)$$

e,

$$X_{dir} = (L - Z_2) \times \frac{A_{s,calc} - A_{s,corr}}{A_{s,calc}} \quad (6.15.)$$

Como se pode verificar através das figuras, a simplificação adoptada está pelo lado da segurança, uma vez que se vai sempre obter valores para X maiores que os reais.

Após determinado o valor de X , para efectuar as dispensas, tem que se somar os valores de lb_{net} e al já descritos em 6.2.5. e 6.3.1. assim respectivamente.

No caso do al , valor da translação do diagrama de momentos flectores, tem que se fazer uma verificação para saber o seu valor. Assim e como o esforço transversal actuante máximo assume um valor de 583,92kN, tem-se,

$$V_{sd} \leq \frac{2}{3} \tau_2 b_w d \Leftrightarrow 583,92 \leq \frac{2}{3} \times 5 \times 10^3 \times 0,30 \times 0,66 \Leftrightarrow 583,92 \leq 660 [kN]$$

Logo, al tem o seguinte valor, que é igual para todas as vigas,

$$a_l = d = 0,66m$$

Para o cálculo do lb,net , utilizou-se a tabela apresentada em 6.2.5. diminuída de uma relação de áreas de armadura a seguir enunciada.

$$lb,net = \frac{A_{s,effect} - A_{s,corr}}{A_{s,effect}} \times lb,net(tabela) \quad (6.16.)$$

Em que,

$A_{s,effect}$ - armadura de tracção efectivamente escolhida;

$lb,net(tabela)$ - valor de $l_{b,net}$ obtido através de tabela.

O valor de lb,net obtido pela tabela é um valor que tem em conta as condições de aderência dos varões de aço ao betão. No caso das armaduras longitudinais superiores, estas são classificadas como armaduras de aderência normal por se encontrarem na metade superior do elemento. Pela tabela, tem-se que,

$$lb,net(tabela) = 60\phi$$

No entanto o $l_{b,net}$ nunca deve assumir um valor inferior ao menor dos seguintes valores, em que \emptyset será considerado igual ao menor diâmetro utilizado nos varões:

$$\left\{ \begin{array}{l} 10\phi = 10 \times 12 = 120mm \\ 100mm \\ 0,3 \times l_b = 0,3 \times \left(\frac{\phi}{4} \times \frac{f_{syd}}{f_{bd}} \right) = 0,3 \times \left(\frac{\phi}{4} \times \frac{435 \times 10^3}{1,2 \times 10^3} \right) = 27\phi = 27 \times 12 = 324mm \end{array} \right.$$

Logo, $l_{b,net}$ nunca poderá ser inferior a 100mm.

Tem-se então que o valor final da dispensa (L_{total}) será dado pela seguinte expressão, de acordo com o definido acima,

$$L = X + al + lb,net \quad (6.17.)$$

De seguida optou-se por apresentar uma tabela resumo com os valores relativos à viga 1, em vez de apresentar todos os cálculos, visto que, estes são bastante simples. De realçar que o valor final da dispensa será arredondado à centésima por excesso para múltiplos de 5. Tal como feito antes, as tabelas para as restantes vigas, encontram-se no anexo 3.

Quadro 6.4 – Dispensa de armaduras

Tramo	Lado	Z1ou (L-Z2) (m)	As,calc (cm2)	As,eff (cm2)	As,corr (cm2)	X (m)	lb,net (m)	Al (m)	Ltotal (m)
1	Esquerdo	1,05	16,38	19,64	9,82	0,42	0,75	0,66	1,85
	Direito	1,48	25,46	29,45	9,82	0,91	1,00	0,66	2,60
2	Esquerdo	1,41	25,46	29,45	9,82	0,87	1,00	0,66	2,55
	Direito	1,29	18,01	19,64	9,82	0,59	0,75	0,66	2,00
3	Esquerdo	1,33	18,01	19,64	9,82	0,61	0,75	0,66	2,05
	Direito	0,70	4,18	12,96	9,82	0	0,30	0,66	1,00

6.3.3.4. Posição da Armadura Transversal

Neste ponto interessa determinar a distância a estribar, utilizando o raciocínio utilizado para a determinação da dispensa de armadura longitudinal. Desta forma, através da capacidade resistente ao esforço transversal dos estribos mínimos utilizados, calculou-se a distância ao apoio na qual se colocará estribos diferentes. Esta distância será arredondada por excesso em função do espaçamento dos estribos, ou seja, para que estes fiquem certos. A próxima imagem explica o método utilizado.

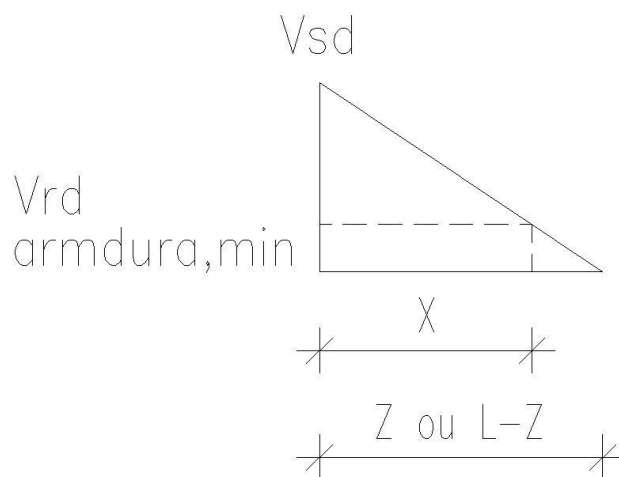


Fig.6.15 – Distâncias a estribar

Em que V_{sd} será o valor máximo de esforço transversal no apoio e L o comprimento do tramo da viga. Daqui tem-se para o lado esquerdo,

$$X = Z \times \frac{V_{sd} - V_{rd,armadura,min}}{V_{sd}} \quad (6.18.)$$

E para o lado direito,

$$X = (L - Z) \times \frac{V_{sd} - V_{rd,armadura,min}}{V_{sd}} \quad (6.19.)$$

Os valores de L e Z são retirados das tabelas dos diagramas de esforço transverso feitos para cada viga. Convém realçar que nas vigas onde apenas existam estribos mínimos, este cálculo não será efectuado.

Para exemplificar efectua-se de seguida os cálculos para o esforço transverso do primeiro tramo, no apoio esquerdo. Os valores necessários são os seguintes.

- $V_{sd} = 465,54 \text{ kN}$
- $V_{rd} = 222,14 \text{ kN}$
- $Z = 3,35 \text{ m}$

Logo,

$$X = Z \times \frac{V_{sd} - V_{rd, \text{armadura min}}}{V_{sd}} = 3,35 \times \frac{465,54 - 222,14}{465,54} = 1,75 \text{ m}$$

Como esta zona vai ter Ø8,4r/0,15, tem-se,

$$\text{numero de estribos} = \frac{1,75}{0,15} = 11,66 \Rightarrow 12 \text{ estribos}$$

Dos quais resulta a seguinte distância,

$$\text{distância a estribar} = 12 \times 0,15 = 1,80 \text{ m}$$

Para os restantes valores de esforço transverso adoptou-se o mesmo raciocínio, logo, apresenta-se na seguinte tabela todos os valores, inclusive os determinados acima. Para as restantes vigas, onde este cálculo é necessário, apresentam-se tabelas no anexo 3, junto com todos os restantes quadros efectuados.

Quadro 6.5 – Distância a estribar

Tramo	Apoio	Z ou (L-Z) (m)	Vsd (kN)	X (m)	Distância a estribar (m)
1	Esquerdo	3,35	465,54	1,75	1,80
	Direito	3,88	542,80	2,29	2,375
2	Esquerdo	3,34	490,03	1,83	1,95
	Direito	2,93	397,50	1,29	1,40
3	Esquerdo	3,49	447,47	1,76	1,80

6.4. LAJE FUNGIFORME

A solução adoptada para a laje foi, tal como já referido, fungiforme, ou seja, uma laje contínua apoiada directamente em pilares e armadas em duas direcções. O pré-dimensionamento foi realizado com base no estipulado para lajes maciças, de acordo com o artigo 102.º do REBAP, sendo que as disposições construtivas podem ser adaptadas destas e das lajes fungiformes que têm como base o Artigo 119.º do REBAP. Convém também ter em atenção, durante o processo de dimensionamento, se são cumpridos todos os requisitos relativos a armaduras máximas e momentos reduzidos. Caso em alguma faixa da laje, tais requisitos não forem cumpridos, será necessário adoptar uma nova secção.

6.4.1. ARMADURA LONGITUDINAL

O dimensionamento das lajes foi efectuado obtendo os momentos flectores através do programa Robot Millennium v.17.5. Sendo este um programa que se baseia em elementos finitos, o dimensionamento efectuado tendo como base valores lá obtidos, constitui um dimensionamento bastante preciso uma vez que se sabe o valor dos esforços (momentos flectores e esforço transversal) na estrutura em cada ponto. Foram cumpridas todas as regras estabelecidas no REBAP e o cálculo da armadura será realizado da mesma forma que para as vigas.

No que diz respeito à armadura principal mínima a adoptar, a sua percentagem não deve ser inferior aos valores mínimos indicados para as vigas em 6.3.1. sendo o método de cálculo igual ao lá indicado. Como neste caso a laje é armada em duas direcções, o condicionamento desta imposição aplica-se a cada uma das duas armaduras principais.

Assim, considerando a percentagem mínima de armadura, tem-se,

$$\rho = \frac{A_s}{b_t d} \times 100 \Leftrightarrow A_s = \frac{0,12 \times 1,0 \times 0,20}{100} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Na questão do espaçamento máximo entre varões da armadura principal, este não deve ser superior a 1,5 vezes a espessura da laje, com um máximo de 35cm. Para o controle da fendilhação, o espaçamento entre os varões também não devem exceder o dobro dos valores indicados para as vigas na figura 6.7. [7].

Desta forma, e como a laje tem 24cm de espessura e o limite de vem,

$$\text{espaçamento o máximo} = \max \begin{cases} 35 \text{ cm} \\ 1,5 \times 24 = 36 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} \\ 2 \times 10 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

No entanto, a armadura principal mínima a adoptar, apesar de ter sido cumprido o disposto no REBAP relativamente à distância máxima entre varões para controlo da fendilhação, foi a armadura mínima de retracção, que como se vai verificar é mais gravosa que a determinada acima, logo, encontra-se pelo

lado da segurança. Com a utilização desta armadura mínima reforça-se o controlo da fendilhação. Esta armadura é calculada pela seguinte expressão,

$$A_{ret} = 0,8 \times A_c \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (6.20.)$$

Em que,

A_{ret} - armadura de retracção;

A_c - área da secção do betão.

f_{ctm} - valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples aos 28 dias de idade;

f_{yk} - valor característico da tensão de cedência à tracção do aço e das armaduras ordinárias;

Os valores de f_{ctm} e de f_{yk} foram retirados do EC2. A armadura de retracção é então calculada da seguinte forma:

$$A_{ret} = 0,8 \times (0,24 \times 1,0) \times \frac{2,6 \times 10^3}{500 \times 10^3} = 9,984 \text{ cm}^2 = 4,992 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

6.4.1.1. Armadura Inferior

No cálculo da armadura longitudinal positiva, os critérios para a escolha das armaduras foram os seguintes:

- Da análise dos diagramas dos momentos flectores concluiu-se não ser rentável proceder a dispensas da armadura inferior, tendo sido o piso dividido em duas secções diferentes e calculado a armadura para cada uma delas;
- Os momentos positivos máximos, utilizados para o cálculo da armadura, foram acrescentados de mais 20% para ter em consideração a possível alternância de sobrecargas (carregamento em xadrez) que não foi contabilizada nas combinações de acções.

De seguida apresenta-se um mapa do diagrama de momentos da laje, no qual foi utilizado uma alternância de cores para representar a variação do valor dos momentos ao longo de toda a laje. Quanto mais escuro for, maior é o momento. Este mapa representa os momentos flectores segundo a direcção “x”.

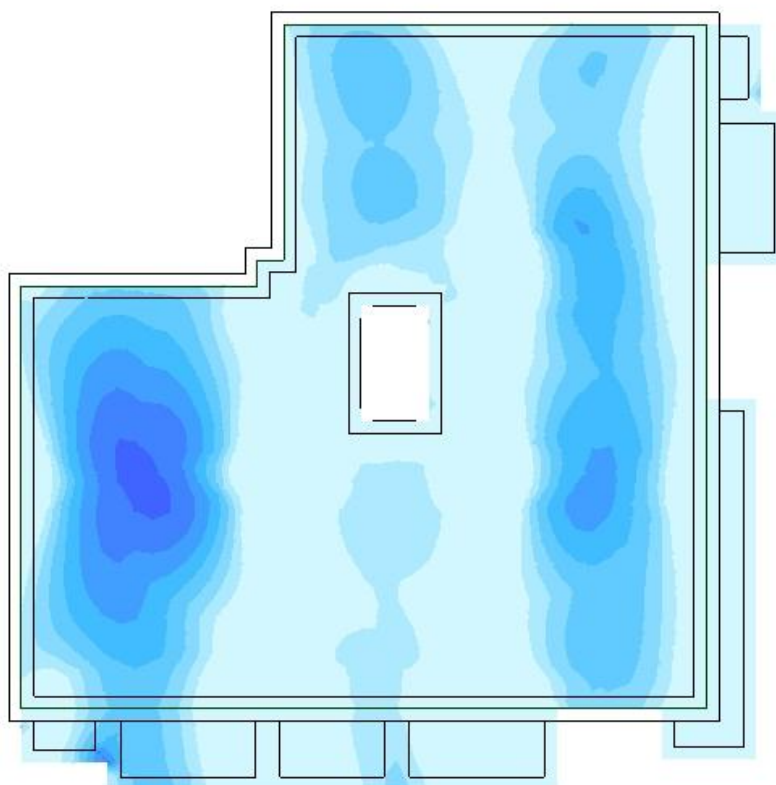


Fig.6.16 – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “x” na laje fungiforme do piso tipo

Como é bem visível pela figura, existem duas zonas claramente mais gravosas, uma do lado esquerdo e outra do lado direito. Assim, para o lado esquerdo tem-se,

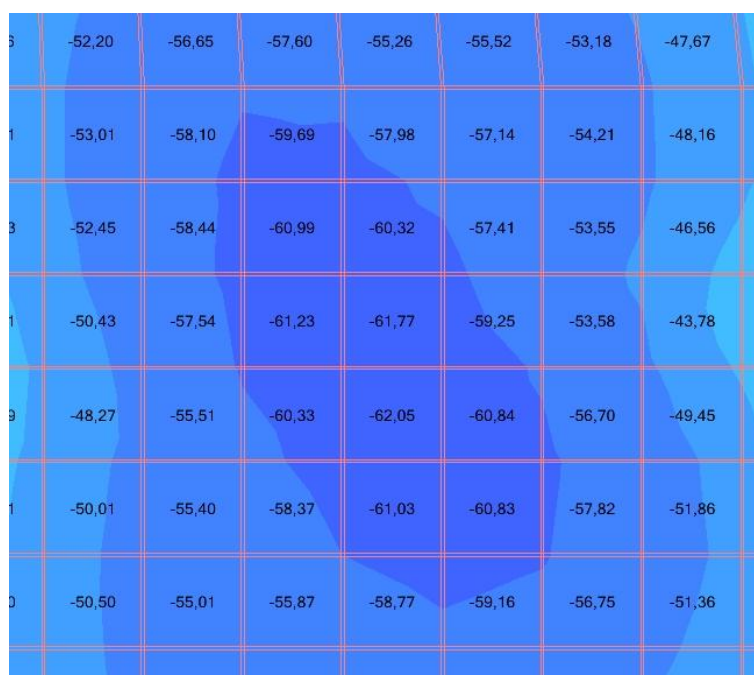


Fig.6.17 – Zona mais gravosa do lado esquerdo do mapa de momentos flectores

Pela análise da figura, tem-se,

$$M_{sd} = 62,05 \times 1,20 = 74,46 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{74,46}{1,0 \times 0,20^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,1115$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,1115 \times (1 + 0,1115) \times 1,0 \times 0,20 \times \frac{16,7 \times 10^3}{435 \times 10^3} = 9,52 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Logo,

$$\phi 12 \Rightarrow s \leq \frac{1,13}{9,52} \Leftrightarrow s \leq 0,12 \text{ m}$$

⇓

$$\phi 12 // 0,10 \Rightarrow \frac{A_s}{s} = 11,30 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Para o lado direito tem-se,

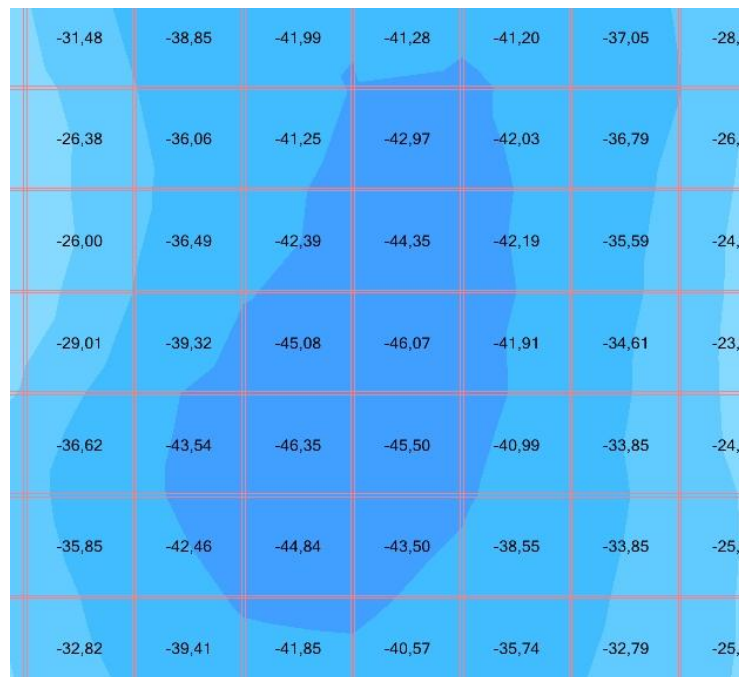


Fig.6.18 – Zona mais gravosa do lado direito do mapa de momentos flectores

Pela análise da figura, tem-se,

$$M_{sd} = 46,35 \times 1,20 = 55,62 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{55,62}{1,0 \times 0,20^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,0833$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,0833 \times (1 + 0,0833) \times 1,0 \times 0,20 \times \frac{16,7 \times 10^3}{435 \times 10^3} = 6,93 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Logo,

$$\phi 10 \Rightarrow s \leq \frac{0,79}{6,93} \Leftrightarrow s \leq 0,114 \text{ m}$$

⇓

$$\phi 10 // 0,10 \Rightarrow \frac{A_s}{s} = 7,90 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Este mapa representa os momentos flectores segundo a direcção “y”.

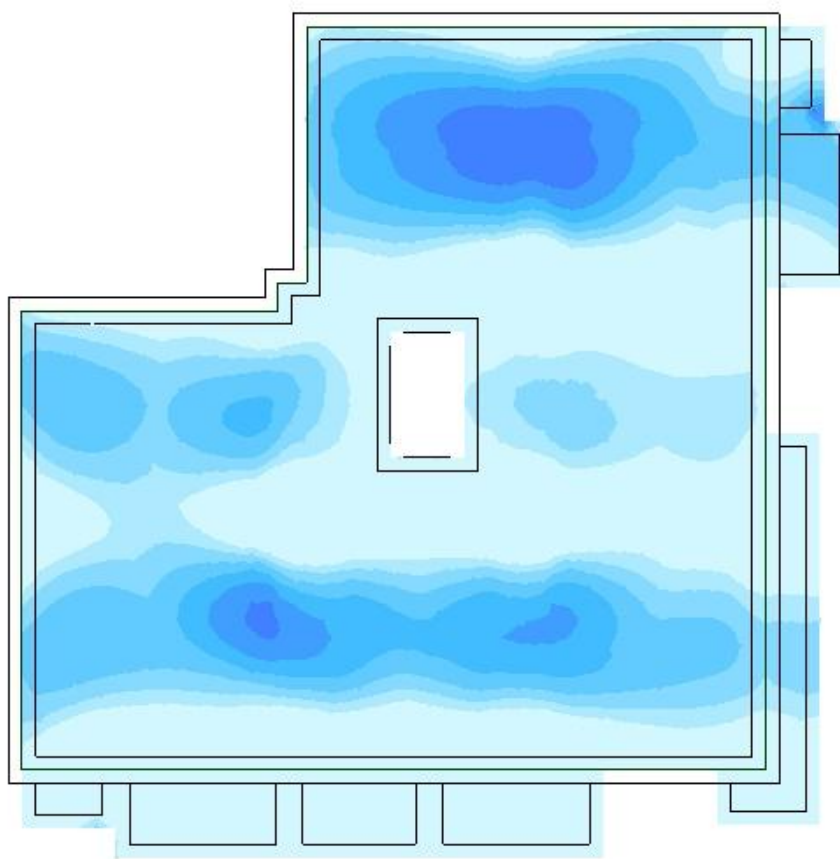


Fig.6.19 – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “y” na laje fungiforme do piso tipo

Tal como para a direcção “x”, existem duas zonas claramente mais gravosas, uma na parte superior da laje e outra na parte inferior. Assim, para a parte superior tem-se,

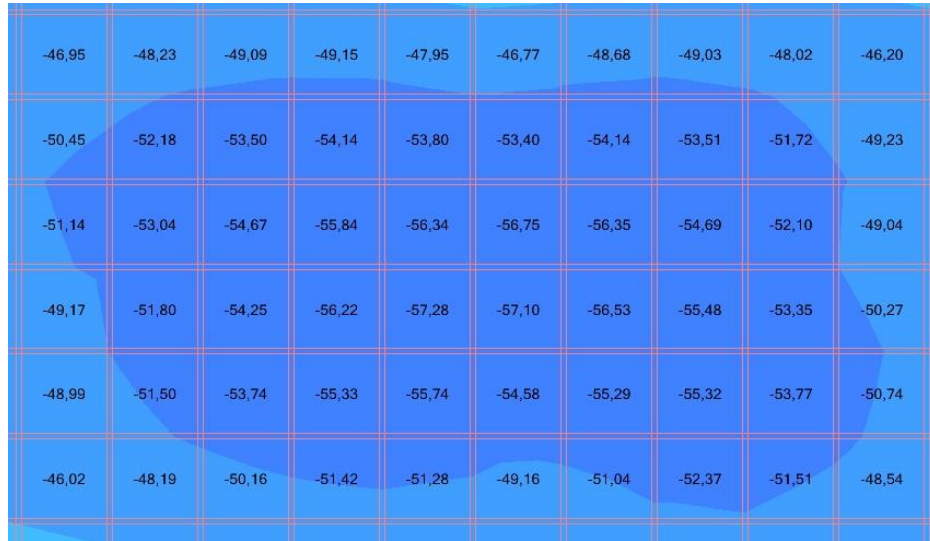


Fig.6.20 – Zona mais gravosa da parte superior do mapa de momentos flectores

Pela análise da figura, tem-se,

$$M_{sd} = 57,28 \times 1,20 = 68,74 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{68,74}{1,0 \times 0,20^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,1029$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,1029 \times (1 + 0,1029) \times 1,0 \times 0,20 \times \frac{16,7 \times 10^3}{435 \times 10^3} = 8,71 \text{ cm}^2 / m$$

Logo,

$$\phi 12 \Rightarrow s \leq \frac{1,13}{8,71} \Leftrightarrow s \leq 0,13m$$

↓

$$\phi 12 // 0,125 \Rightarrow \frac{A_s}{s} = 9,04 \text{ cm}^2 / m$$

Para a parte superior tem-se,

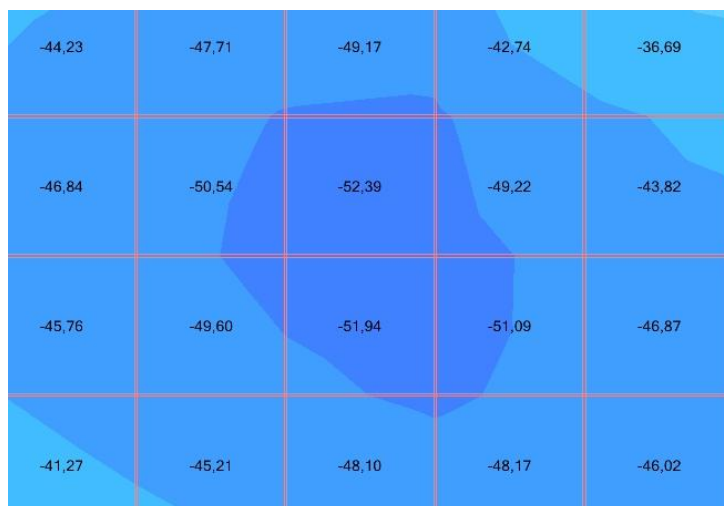


Fig.6.21 – Zona mais gravosa da parte inferior do mapa de momentos flectores

Pela análise da figura, tem-se,

$$M_{sd} = 52,39 \times 1,20 = 62,87 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{62,87}{1,0 \times 0,20^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,0941$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,0941 \times (1 + 0,0941) \times 1,0 \times 0,20 \times \frac{16,7 \times 10^3}{435 \times 10^3} = 7,90 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Logo,

$$\phi 10 \Rightarrow s \leq \frac{0,79}{7,90} \Leftrightarrow s \leq 0,10 \text{ m}$$

↓

$$\phi 10 // 0,10 \Rightarrow \frac{A_s}{s} = 7,90 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

6.4.1.2. Armadura Superior

O critério adoptado para a escolha das armaduras superiores foi o seguinte:

- Para cada direcção, x e y, aplicar armadura mínima ao longo de toda a laje e reforçá-la nas zonas de maior momento, ou seja, na zona dos pilares.

De seguida apresentam-se os mapas representativos dos momentos flectores segundo as duas direcções “x” e “y”.

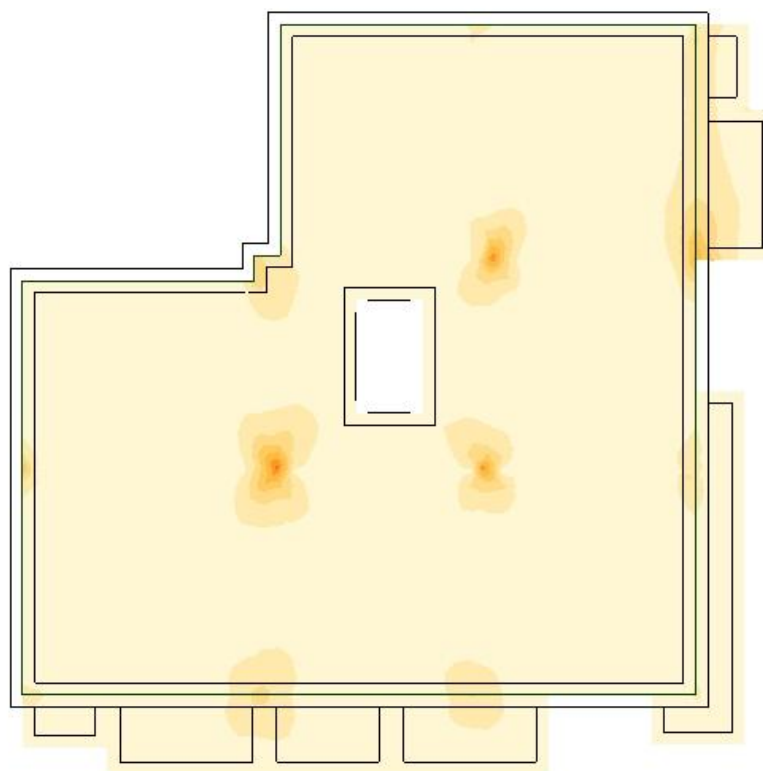


Fig.6.22 – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “x” na laje fungiforme do piso tipo

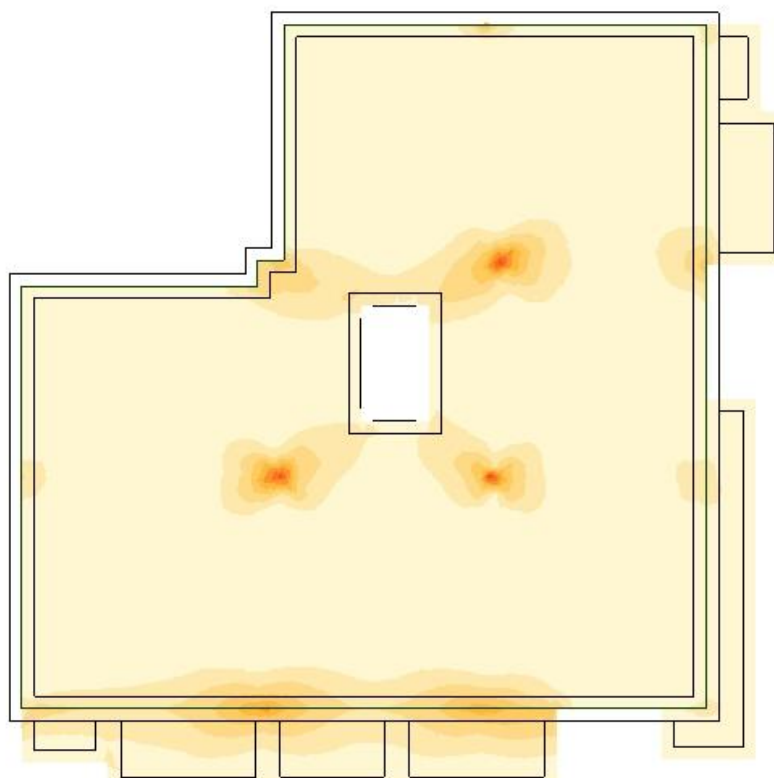


Fig.6.23 – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “y” na laje fungiforme do piso tipo

No que diz respeito à armadura a dispor ao longo de toda a laje, uma vez que não se vai utilizar diâmetros inferiores a 10mm e o espaçamento máximo entre varões é de 20cm, esta armadura será Ø10//0,20. Esta solução representa uma área de aço de 3,95cm²/m. Esta armadura é compatível com a armadura mínima de retracção, uma vez que somando a área de armaduras superior e inferior em cada zona da laje, o valor obtido é sempre superior ao mínimo determinado.

Para que esta parte não se torne demasiado extensa, apenas se vai demonstrar o método utilizado para a zona de um pilar sendo que para os restantes se aplica a mesma metodologia. No anexo 3 constam os valores para cada uma das restantes zonas de pilar e desenhos da laje.

Nestes procedimentos foram efectuados cortes segundo as direcções necessárias a partir do centro do pilar, corte este que assume o valor total de 3,0m. Este valor foi adoptado tendo em conta o vão máximo existente entre pilares, determinando-se 1/4 da distância para cada lado. Assim, e como o vão máximo existente tem o valor aproximado de 7m, considerou-se o valor 1,5m aceitável para cada lado em relação ao centro do pilar. Tal foi confirmado aquando da aplicação do método, no qual se verificou que a distância escolhida é suficiente para cobrir a mancha de momentos mais gravosos em torno deste mesmo pilar. Este método vem de acordo com o disposto no Artigo 118.º e 119.º do REBAP.

Assim, para o pilar 6 segundo a direcção “x” tem-se,

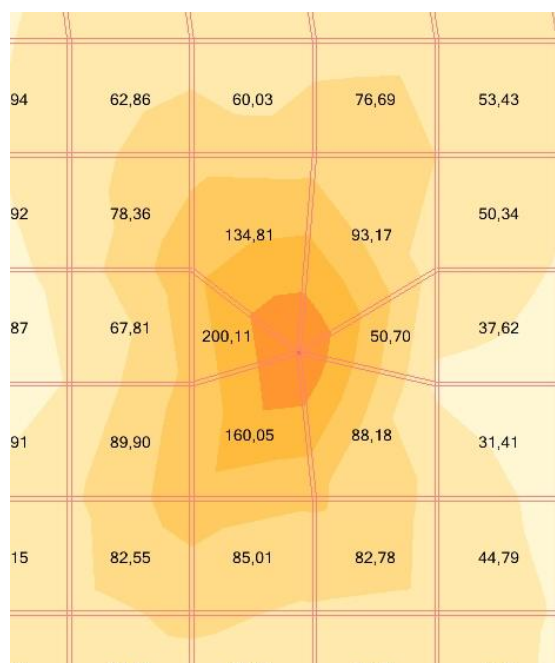


Fig.6.24 – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “x” na zona do pilar 6

Fazendo o respectivo corte de 1,5m para cada lado em relação ao centro do pilar, obtém-se os valores presentes na seguinte figura, na qual é visível que o corte efectuado atravessa a mancha de momentos flectores mais gravosos.

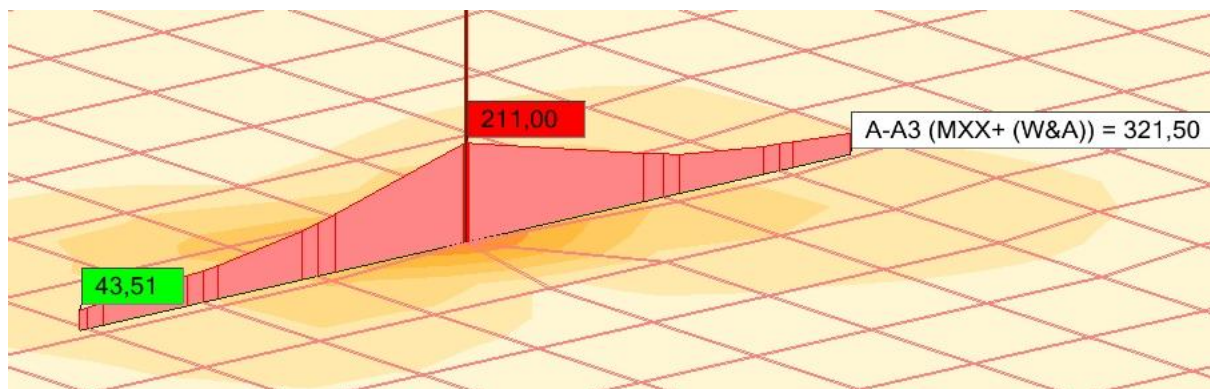


Fig.6.25 – Corte segundo “x” com a directriz segundo “y” e respectivo valor do integral

O valor do integral refere-se ao valor do integral do diagrama de momentos flectores, na perpendicular à directriz de corte, servindo assim para dimensionar a armadura superior também na perpendicular à directriz de corte.

$$l_{cut} = 3,0m \rightarrow \int = 321,50 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{M}{m} = \frac{321,50}{3,0} = 107,2 \text{ kN.m/m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{107,20}{1,0 \times 0,20^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,1605$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,1605 \times (1 + 0,1605) \times 1,0 \times 0,20 \times \frac{16,7 \times 10^3}{435 \times 10^3} = 14,30 \text{ cm}^2 / m$$

Como nesta zona já existe armadura Ø10//0,20, a armadura de reforço apenas necessita de complementar a área requerida. Logo,

$$A_{s_{necessária}} = 14,30 - 3,95 = 10,35 \text{ cm}^2 / m$$

No entanto, para que não exista incompatibilidade de espaçamentos, o espaçamento adoptado para esta armadura será igual ao da armadura mínima, ou seja, 20cm. Logo,

$$\phi 20 \Rightarrow s \leq \frac{3,14}{10,35} \Leftrightarrow s \leq 0,30m$$

↓

$$\phi 20 // 0,20 \Rightarrow \frac{A_s}{s} = 15,70 \text{ cm}^2 / m$$

Segundo a direcção “y” tem-se,

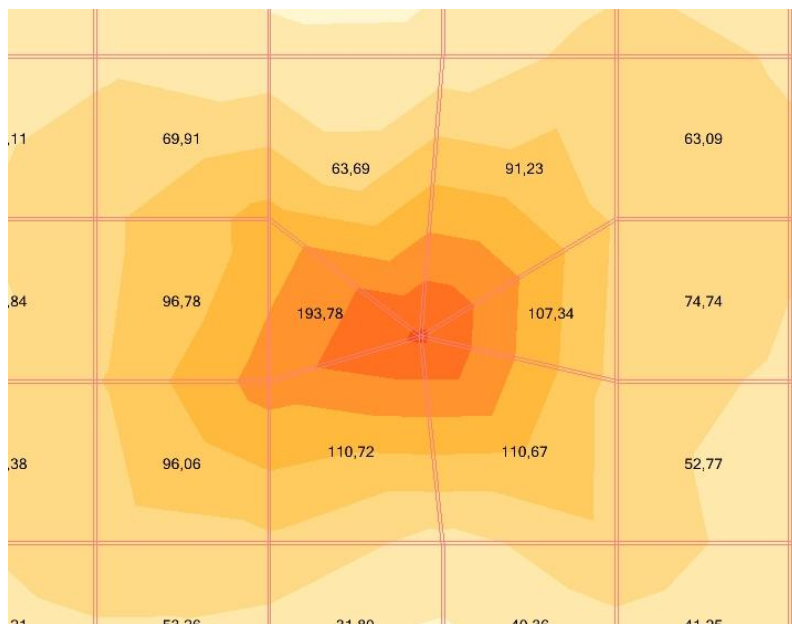


Fig.6.26 – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “y” na zona do pilar 6

Repetindo o procedimento, vem,

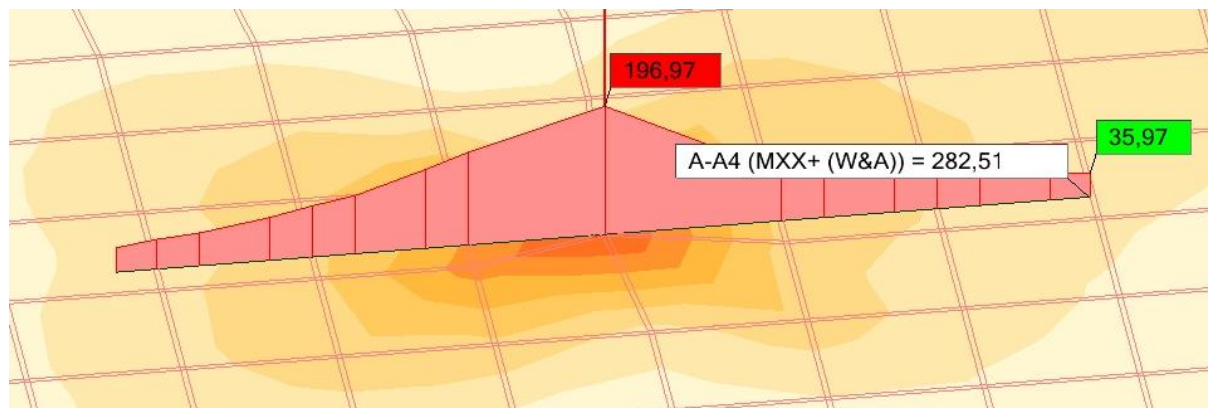


Fig.6.27 – Corte segundo “x” com a directriz segundo “x” e respectivo valor do integral

$$l_{cut} = 3,0m \rightarrow \int = 282,51kN.m$$

$$M_{sd} = M/m = \frac{282,51}{3,0} = 94,17kN.m/m$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{94,17}{1,0 \times 0,20^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,1410$$

$$As = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,1410 \times (1 + 0,1410) \times 1,0 \times 0,20 \times \frac{16,7 \times 10^3}{435 \times 10^3} = 12,35cm^2/m$$

Assim, e como a armadura de reforço apenas necessita de complementar a área de armadura requerida, tem-se,

$$A_{s_{necessária}} = 12,35 - 3,95 = 8,40 \text{ cm}^2 / m$$

$$\phi 16 \Rightarrow s \leq \frac{2,01}{8,40} \Leftrightarrow s \leq 0,24 m$$

⇓

$$\phi 16 // 0,20 \Rightarrow \frac{A_s}{s} = 10,05 \text{ cm}^2 / m$$

6.4.1.3. Armadura na Laje em Consola

No piso tipo existem zonas de laje em consola, logo será necessário dimensionar a armadura desta parte de uma forma distinta da restante laje. O método de dimensionamento usado passa por determinar qual o momento na zona de encastramento, devido às cargas verticais a que a laje se encontra sujeita. Para o efeito vai ser considerada a consola de maior dimensão e adoptada a armadura obtida para todas as outras.

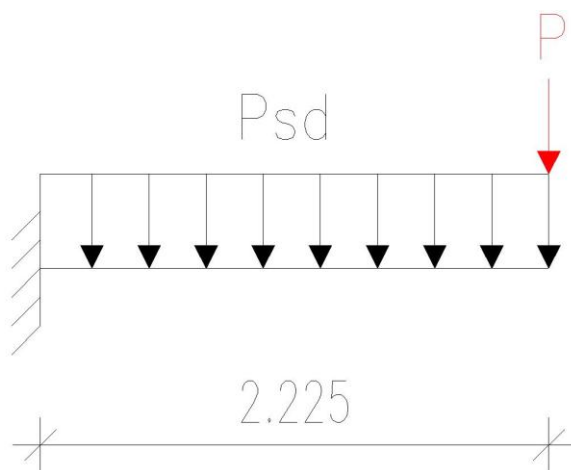


Fig.6.28 – Representação das cargas actuantes na consola

Em que,

$$P_{sd} = 1,5 \times G + 1,5 \times Q \quad (6.21.)$$

Onde,

$$G = \underbrace{\gamma_{betão} \times l \times h}_{\text{Peso Próprio da laje}} + \underbrace{3,5}_{\text{Rev+Divis}} = 25 \times 1,0 \times 0,24 + 3,5 = 9,5 \text{ kN/m}$$

$$Q = sob \times l = 5 \times 1,0 = 5,0 \text{ kN/m}$$

$$P_{sd} = 1,5 \times 9,5 + 1,5 \times 5,0 = 21,75 \text{ kN/m}$$

$$P = 1,5 \times (10,0 \times 1,0) = 15,0 \text{ kN}$$

O valor de 10,0kN/m usado para o cálculo de P é o valor utilizado no capítulo de pré-dimensionamento, respeitante a paredes exteriores.

Para obter o valor do momento flector na secção de encastramento, será necessária a determinação deste valor a partir das equações fundamentais de equilíbrio que a seguir se apresentam.

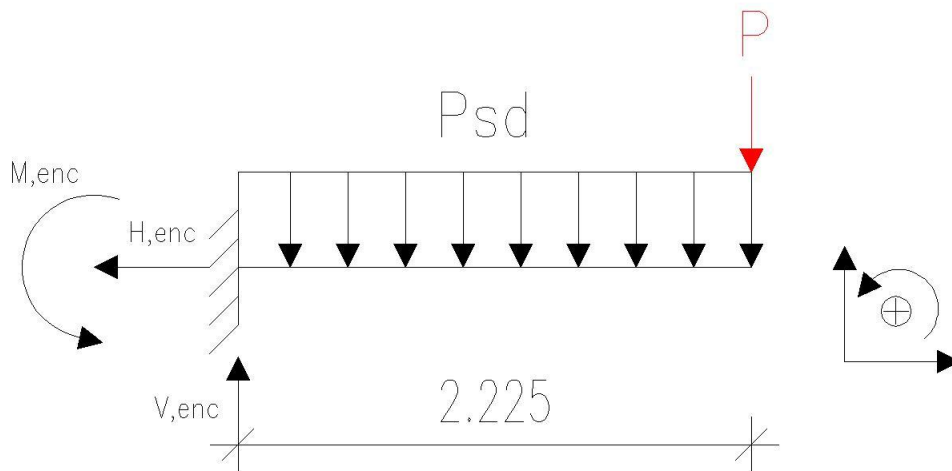


Fig.6.29 – Representação das reacções existentes na consola e do sentido positivo de actuação das forças

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum F_y = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} H,enc = 0kN \\ V,enc = P_{sd} \times 2,225 + P \\ M,enc = P_{sd} \times 2,225 \times 1,1125 + P \times 2,225 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} H,enc = 0kN \\ V,enc = 63,39kN \\ M,enc = 87,21kN.m \end{cases}$$

Desta forma e após calculado o momento flector no encastramento, a área necessária de armadura é calculada através da seguinte expressão, já utilizada para o restante dimensionamento,

$$M_{sd} = 87,21 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{87,21}{1,0 \times 0,20^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,1306$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,1306 \times (1 + 0,1306) \times 1,0 \times 0,20 \times \frac{16,7 \times 10^3}{435 \times 10^3} = 11,30 \text{ cm}^2 / m$$

Logo,

$$\phi 12 \Rightarrow s \leq \frac{1,13}{11,30} \Leftrightarrow s \leq 0,10m$$

⇓

$$\phi 12 // 0,10 \Rightarrow \frac{A_s}{s} = 11,30 \text{ cm}^2 / m$$

A armadura de distribuição deve ser superior a 20% da armadura principal, o que corresponde a uma área de aço de $2,3\text{cm}^2$, tendo sido adoptada para a armadura de distribuição Ø8//0,15 ($A_s=3,33\text{cm}^2$).

Para as armaduras nas outras direcções em cada uma das faces, foi adoptado uma armadura de Ø8//0,20 ($A_s=2,5\text{cm}^2$). Apenas nestas zonas se utilizaram armaduras Ø8.

7

DEFORMAÇÃO

7.1. INTRODUÇÃO

As estruturas são projectadas para um determinado período de vida útil, durante o qual devem apresentar níveis adequados de segurança, funcionalidade e durabilidade. Verifica-se no entanto, com bastante frequência, que os níveis de funcionalidade podem não ser satisfatórios por ocorrerem falhas, quer ao nível da concepção/projecto, da construção ou da utilização, que originam o aparecimento de avarias provocando uma diminuição do desempenho das referidas estruturas. Alguns casos, resultantes desta mesma diminuição de desempenho, são:

- Interferência com o funcionamento de portas e janelas;
- Problemas de vibração;
- Interferência com o alinhamento de máquinas e de aparelhos;
- Formação de poças de água devido à deformação excessiva duma laje de cobertura, que pode conduzir a riscos de infiltração;
- Fissuração de alvenarias [16].

Neste aspecto o controlo da deformação das estruturas é fundamental para evitar a ocorrência destas mesmas avarias e assim não prejudicar o funcionamento da estrutura bem como do equipamento instalado.

Assim, cabe ao projectista a decisão de, para cada uma das situações que se lhe apresentam, determinar quais as verificações a efectuar como meio de prevenção destes danos. No que diz respeito aos cálculos necessários para a determinação das deformações em peças de betão armado fissurado tendo em conta as combinações de acções, a fluência e a retracção do betão, estes são bastante trabalhosos e complicados. Desta forma são utilizados métodos simplificados, para previsão das deformações a longo prazo, tais como o Método Bilinear e o Método dos Coeficiente Globais.

No presente trabalho vai ser utilizado o Método Bilinear. Da mesma forma irá ser utilizado o programa Robot Millennium v.17.5 onde através do modelo do piso tipo será avaliada a deformação elástica da estrutura.

Posteriormente serão comparados estes valores obtidos com os definidos regulamentarmente.

7.2. MODELO ESTRUTURAL

No presente trabalho está-se a analisar uma situação muito específica, que consiste na influência da deformabilidade de um elemento estrutural que serve de suporte a um elemento construtivo. Assim, vai-se proceder ao cálculo da deformação nas lajes em consola que actuam como suporte das paredes exteriores não estruturais em alvenaria.

Desta forma, o modelo estrutural usado será o já definido em 6.1. sendo a análise das deformações baseada apenas nas acções verticais actuantes também já definidas, ou seja, peso próprio, restante carga permanente e sobrecargas. Tal situação é possível, uma vez que as secções determinadas no pré-dimensionamento que foram utilizadas na definição do modelo estrutural, não sofreram alterações no processo de dimensionamento.

7.3. FLECHA ELÁSTICA

Uma vez que o modelo de análise já se encontra definido (em 6.1) e as cargas existentes na estrutura também se encontram definidas, apenas foi necessário introduzir uma nova combinação relativa aos Estados Limites de Utilização. Esta combinação tem como objectivo a análise de deformação do elemento estrutural em causa, ou seja, as lajes em consola.

Uma vez que se está a analisar a deformação de lajes de betão armado, a combinação utilizada, tal como referido em 2.6.1. foi a seguinte: Estados limites de curta duração – combinações frequentes. Nesta combinação as acções permanentes são quantificadas pelos seus valores médios (G_m) e a acção variável, considerada como acção base, pelo seu valor frequente ($\psi_1 Q_k$). Assim, tem-se,

$$\sum G_{i,m} + \psi_{1,i} Q_{1,k} \quad (7.1.)$$

Com,

$$\psi_1 = 0,3$$

Após definida a combinação a utilizar, foi calculada a deformação do modelo estrutural com vista a determinar o ponto de flecha máxima. As imagens que se seguem representam os resultados obtidos, onde os valores que vão ser analisados são relativos às zonas da laje em consola.

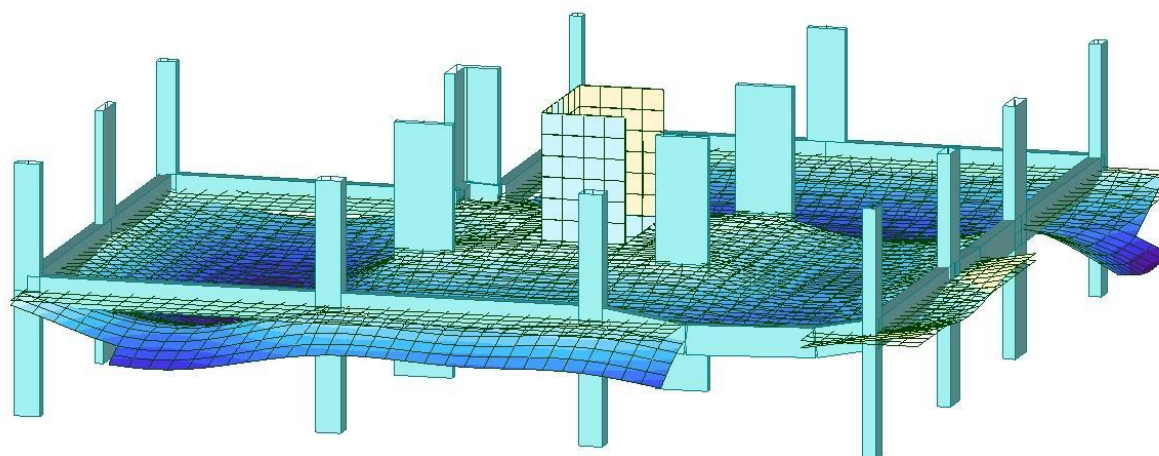


Fig.7.3 – Modelo estrutural do ROBOT a “3d” com as deformações

Como se pode verificar pelas figuras, a flecha elástica a_c assume o valor de 0,4845 cm na extremidade de uma das lajes em consola. É a partir deste valor que se vão obter as flechas através do Método Bilinear.

7.4. CÁLCULO DE FLECHAS A LONGO PRAZO

7.4.1. TEORIA DO MÉTODO BILINEAR

Este método é um método simplificado, limitado ao cálculo de flechas. Baseia-se na premissa que, no estado de serviço, a relação momento-flecha pode ser aproximado por meio de uma lei bilinear (fig.7.4) que traduz de algum modo uma lei ponderada das relações momento-curvatura [16].

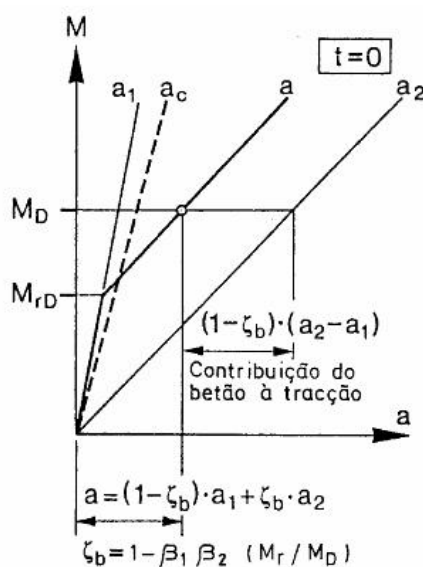


Fig.7.4 – Relação bilinear momento-flecha [16]

Este método consiste em calcular, a partir da flecha de base a_c (resultante de um cálculo elástico com rigidez EI_c apenas do betão – obtida a partir do programa Robot), os valores extremos a_1 e a_2 da flecha nos estados I e II₀ (fig.7.4). O cálculo destas flechas extremas a_1 e a_2 é feito considerando unicamente as características da secção determinante, o que leva a desprezar o efeito da variação da armadura e da solicitação ao longo do elemento.

Como a flecha que pretendemos calcular é relativa a uma laje, existem algumas considerações que deverão ser feitas, nomeadamente,

- O cálculo dos momentos máximos deverá ser feito por faixa de largura unitária;
- A secção na qual actua o maior momento positivo é a determinante, não tendo necessariamente que coincidir com a secção de flecha máxima a_c ;
- Para a secção determinante tem que se calcular o momento de fendilhação e todos os coeficientes de correcção [16].

Assim, para o cálculo da flecha provável, teremos de definir vários parâmetros, que de seguida serão explicados.

7.4.1.1. Flecha a_c – valor de base

É a flecha de um elemento não fendilhado, admitindo secções homogéneas e desprezando a armadura. Traduz o valor de base a partir do qual são expressos os dois valores extremos a_1 e a_{II0} (a_1 e a_2) da flecha a . Este valor, no presente trabalho, foi obtido através do programa Robot, encontrando-se atrás definido.

7.4.1.2. Flecha a_I – estado I

O valor de base, a flecha a_c , é calculado sem considerar a influência da armadura sobre as características geométricas da secção. No entanto esta influência não pode ser desprezada a partir de um certo valor da percentagem de armadura ($\rho > 0,5\%$), uma vez que provoca um aumento da rigidez e um deslocamento do centro de gravidade. Pode-se então introduzir o efeito das armaduras através de um coeficiente de correcção k_A^I e do valor de base a_c .

Para obter a flecha no tempo t , introduz-se um novo coeficiente que considera o efeito da fluência e que será representado por k_ψ^I . No entanto, apenas se consideram cargas permanentes.

Desta forma, tem-se,

$$\bullet \text{ Para } t = 0, \quad a_I = k_A^I \times a_c \quad (7.2.)$$

$$\bullet \text{ Para } t = t, \quad a_I = k_A^I \times (1 + k_\psi^I \cdot \psi) \times a_c \quad (7.3.)$$

Em que,

a_I - Flecha no estado I;

k_A^I - Coeficiente que tem em consideração o efeito das armaduras;

k_ψ^I - Coeficiente que tem em consideração o efeito da fluência;

ψ - Coeficiente de fluência [16].

84

Com,

$$\xi = 1 - \beta_1 \times \beta_2 \times \frac{M_{rD}}{M_D} \quad (7.8.)$$

Em que,

ξ – Coeficiente de repartição;

M_{rD} – Momento de fendilhação na secção determinante;

M_D – Momento flector actuante na secção determinante;

β_1 – Coeficiente que considera as propriedades de aderência dos varões, assumindo o valor de 1,0 para varões de alta aderência e 0,5 para varões lisos;

β_2 – Coeficiente que considera a duração ou a repetição de cargas, assumindo o valor de 1,0 para uma única carga de curta duração e 0,5 para cargas actuando com permanência ou vários ciclos de cargas repetidas.

Convém ainda referir que para momentos de fendilhação superiores ao momento flector actuante, o coeficiente de repartição assume o valor zero [16].

7.4.2. CASO DE ESTUDO

Para a obtenção do valor da flecha esperada, é necessário em primeiro lugar determinar alguns parâmetros necessários para o seu cálculo.

7.4.2.1. Coeficiente de Fluência

Este coeficiente é necessário para a posterior obtenção dos coeficientes k_A^I , k_ψ^I , k_A^{II} e k_ψ^{II} . O seu cálculo será realizado de acordo com o anexo I do REBAP, mais propriamente com o ponto 3.4 do mesmo.

Pode ser determinado através da seguinte expressão,

$$\varphi_c(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \varphi_d \times \beta_d(t - t_0) + \varphi_f \times [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] \quad (7.9.)$$

Em que o primeiro termo representa o efeito de deformação que se processa nos primeiros dias após a aplicação da carga, o segundo às deformações elásticas diferidas e o ultimo às deformações plásticas diferidas. Estes dois últimos termos, processam-se lentamente ao longo do tempo.

Como se pode verificar, é necessário calcular cada um dos termos, por isso, tem-se:

- Função $\beta_a(t_0)$ - quantificada através dos valores da tensão de rotura por compressão do betão na idade de carregamento e a tempo infinito através de,

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \times \left(1 - \frac{f_{c,t0}}{f_{c,t\infty}} \right) \quad (7.10.)$$

Logo,

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \times \left(1 - \frac{1,00}{1,45} \right) = 0,25$$

- Coeficiente φ_d - designado por coeficiente de elasticidade diferida, em geral pode assumir o valor de 0,4.
- Função $\beta_d(t-t_0)$ - esta função é representada através da seguinte figura

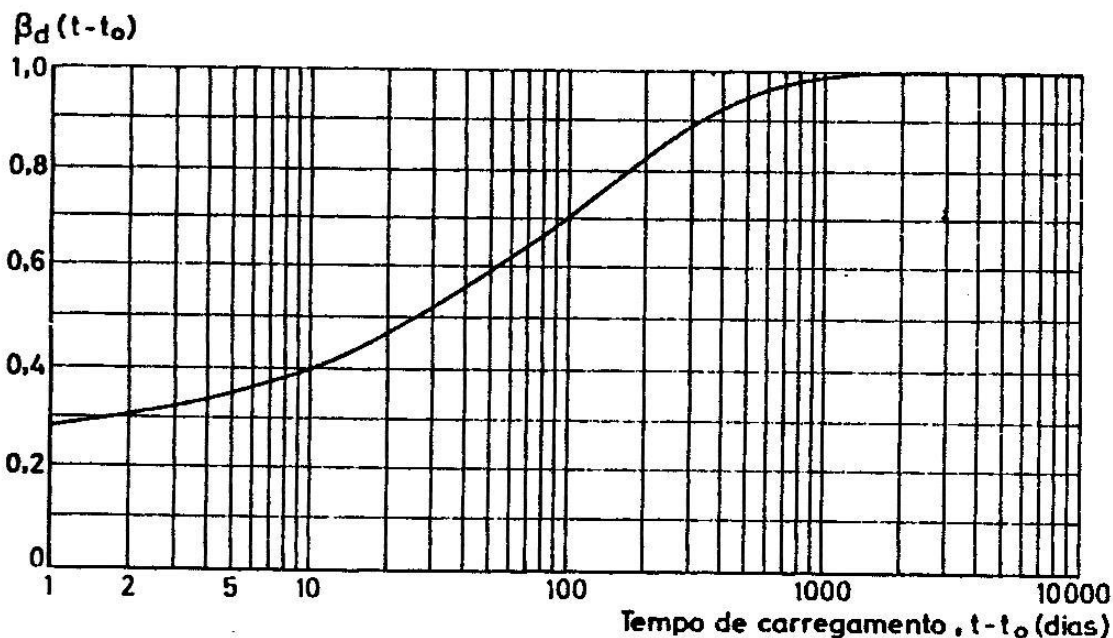


Fig.7.6 – Ábaco com valores da Função $\beta_d(t-t_0)$ em função do tempo de carregamento [7]

Como se pode verificar através do ábaco, a função $\beta_d(t-t_0)$ assume o valor de 1,0.

- Coeficiente φ_f - designado por coeficiente de plasticidade diferida, determina-se através de,

$$\varphi_f = \varphi_{f1} \times \varphi_{f2} \quad (7.11.)$$

Em que os valores de φ_{f1} são fornecidos através do seguinte quadro para o caso de betões de consistência média, que se considera o caso.

Humidade relativa do ambiente	φ_{f1}
Imersão em água	0,8
Alta (90%)	1,9
Média (70%)	2,0
Baixa (40%)	3,0

Fig.7.7 – Quadro com valores do coeficiente φ_{f1} [7]

Uma vez que se considera uma humidade relativa do ambiente baixa (40%), φ_{f1} assume o valor de 3,0.

No caso de φ_{f2} , os valores são fornecidos através do seguinte quadro, que se apresenta em função da espessura específica do elemento h_o .

Espessura fictícia, h_o (cm)	≤ 5	10	20	40	80	≥ 160
φ_{f2}	1,85	1,70	1,55	1,40	1,25	1,12

Fig.7.8 – Quadro com valores do coeficiente φ_{f2} [7]

Esta altura específica pode ser determinada através da seguinte expressão,

$$h_o = \lambda \times \frac{2 \times A_c}{u} \quad (7.12.)$$

Para a qual,

A_c - área da secção transversal do elemento;

u - parte do perímetro da secção transversal do elemento em contacto com o ambiente;

λ - coeficiente que depende das condições higrométricas do ambiente e que para uma humidade relativa baixa (40%) assume o valor de 1,0 [7].

Logo,

$$h_o = 1,0 \times \frac{2 \times (1,0 \times 0,24)}{2} = 0,24 \rightarrow h_o \leq 24cm$$

Desta forma e através do quadro acima, $\varphi_{f2} = 1,52$.

Assim, o coeficiente de plasticidade diferida é,

$$\varphi_f = \varphi_{f1} \times \varphi_{f2} = 3,0 \times 1,52 = 4,56$$

- Função β_f - é representada através da seguinte figura, para vários valores da espessura fictícia, h_o .

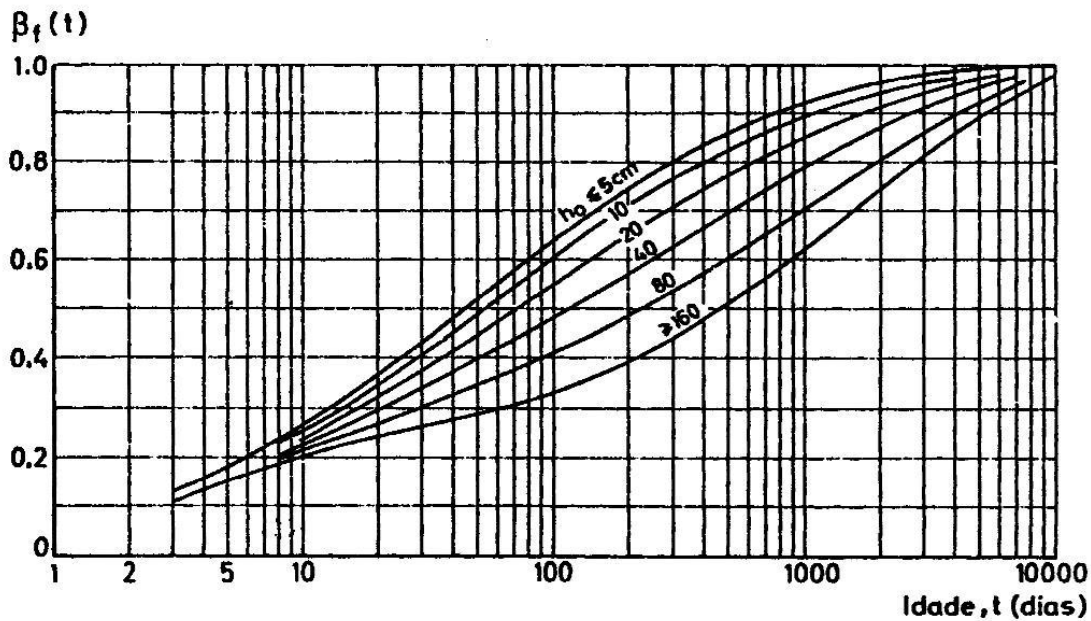


Fig.7.9 – Ábaco da função β_f [7]

Pela figura pode-se verificar que, $\beta_f(t) = 0,97$ e $\beta_f(t_0) = 0,25$.

Finalmente é possível calcular o valor do coeficiente de fluência, que será,

$$\varphi_c(t, t_0) = 0,25 + 0,4 \times 1,0 + 4,56 \times (0,97 - 0,25) = 3,9$$

7.4.2.2. Coeficientes k_A^I , k_ψ^I , k_A^{II} , k_ψ^{II}

Estes coeficientes são obtidos através da análise de ábacos mas para tal é necessário definir alguns parâmetros. Os parâmetros a definir são,

- $d/h \begin{cases} d = 0,20 \\ h = 0,24 \end{cases} \rightarrow d/h = 0,83 \approx 0,80$
- $d'/h \begin{cases} d' = 0,04 \\ h = 0,24 \end{cases} \rightarrow d'/h = 0,17 \approx 0,20$
- $\chi \cdot \varphi \begin{cases} \chi = 0,8 \\ \varphi = 3,9 \end{cases} \rightarrow \chi \cdot \varphi = 3,1 \approx 3,0$

$$\begin{aligned}
 \bullet \alpha \cdot \rho & \begin{cases} \alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{31} = 6,45 \\ \rho = \frac{A_s(\phi 12 // 0,10)}{b \times d} = \frac{11,30 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,20} = 0,00565 \end{cases} \rightarrow \alpha \cdot \rho = 0,036 \\
 \bullet \rho' / \rho & \begin{cases} \rho' = \frac{A_s(\phi 8 // 0,20)}{b \times d} = \frac{2,50 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,20} = 0,00125 \\ \rho = \frac{A_s(\phi 12 // 0,10)}{b \times d} = \frac{11,30 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,20} = 0,00565 \end{cases} \rightarrow \rho' / \rho = 0,22
 \end{aligned}$$

Os coeficientes k_A^I e k_A^{II} são obtidos em função da relação d/h , d'/h , ρ'/ρ e $\alpha \cdot \rho$, em que:

d - altura útil da secção;

d' - distancia da armadura de compressão à face;

ρ - percentagem de armadura de tracção;

ρ' - percentagem de armadura de compressão;

α - coeficiente de homogeneização.

Os coeficientes k_{ψ}^I e k_{ψ}^{II} são obtidos em função da relação d/h , d'/h , ρ'/ρ , $\alpha \cdot \rho$ e também da do produto $\chi \cdot \psi$ em que χ é o coeficiente de envelhecimento (0,8).

Assim, após definidos todos os parâmetros necessários, é possível obter os coeficientes pretendidos através dos seguintes ábacos.

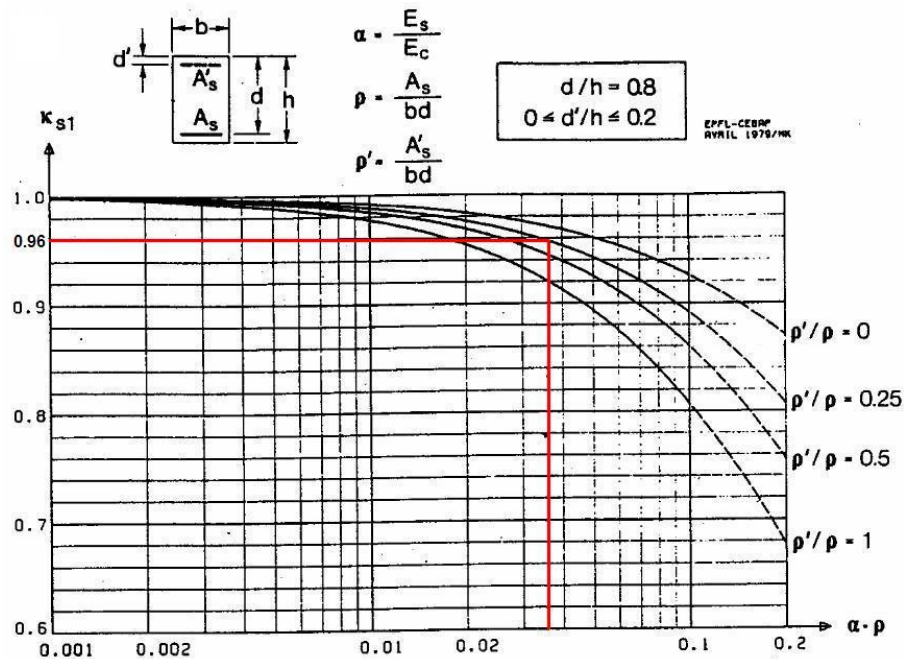


Fig.7.10 – Ábaco do coeficiente $k_{s1} \leftrightarrow k_A^I$

Através do ábaco, verifica-se que $k_A^I = 0,96$.

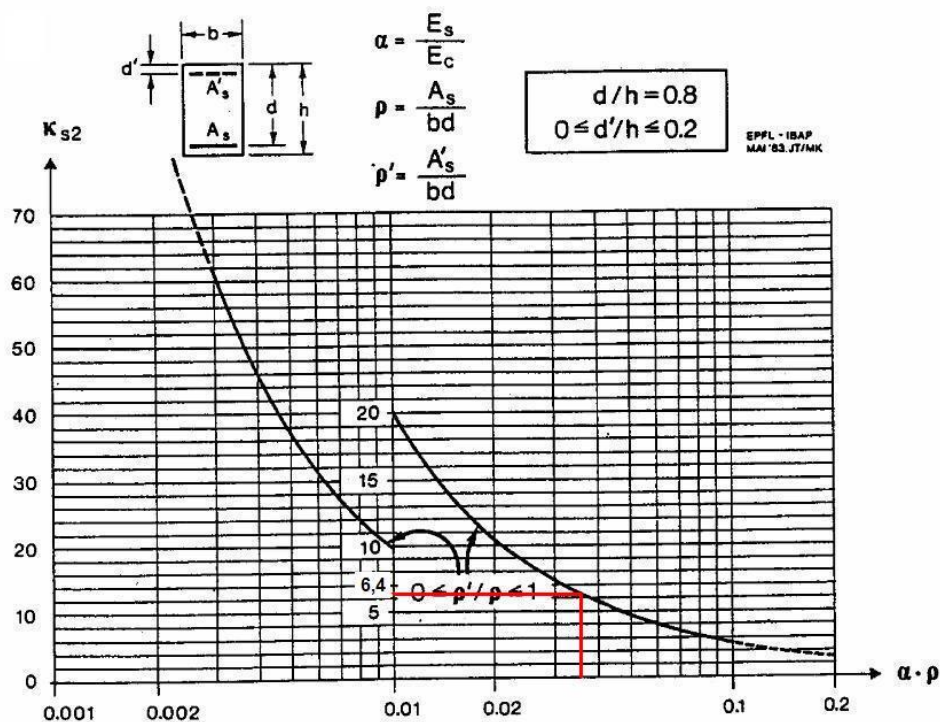


Fig.7.11 – Ábaco do coeficiente $k_{s2} \leftrightarrow k_A''$

Através do ábaco, verifica-se que $k_A'' = 6,4$.

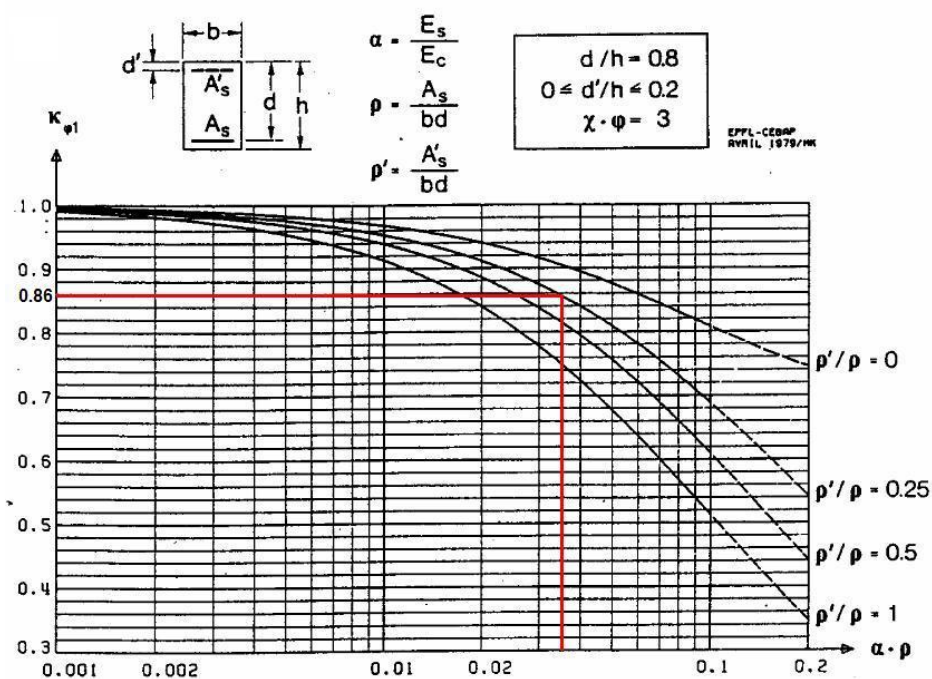


Fig.7.12 – Ábaco do coeficiente $k_{\phi 1} \leftrightarrow k_{\psi}^I$

Através do ábaco, verifica-se que $k_{\psi}^I = 0,86$.

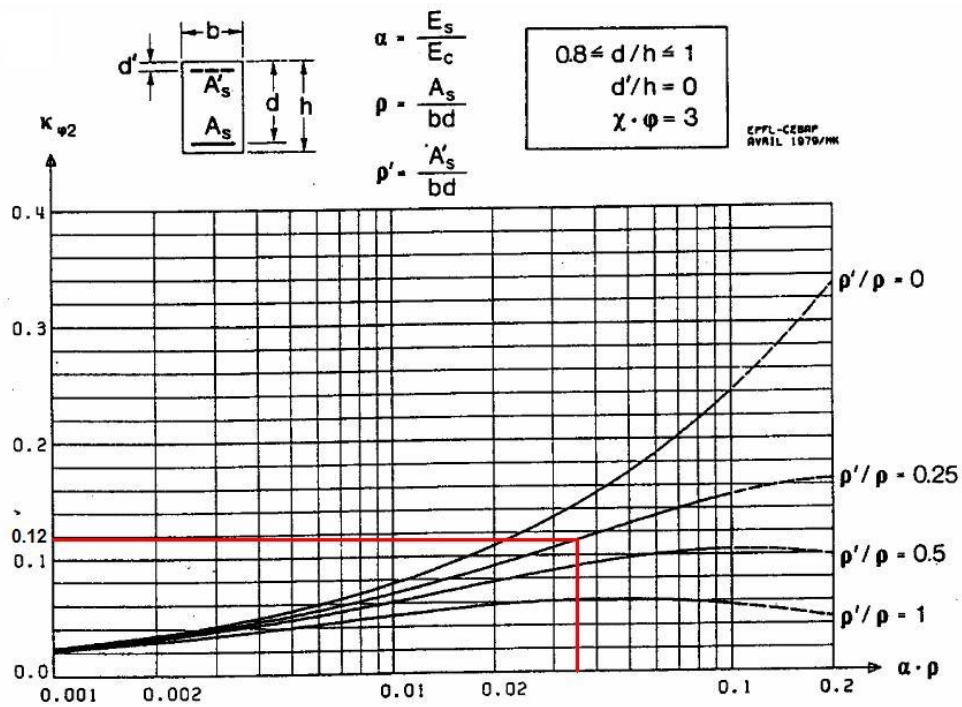


Fig.7.13 – Ábaco do coeficiente $k_{\varphi 2} \leftrightarrow k_{\psi}^{II}$

Através do ábaco, verifica-se que $k_{\psi}^{II} = 0,12$.

7.4.2.3. Coeficientes de Repartição ξ

Para a definição do coeficiente de repartição é necessário calcular o momento de fendilhação na secção determinante M_{rd} e o momento flector máximo M_D , resultante da combinação de acções considerada na secção determinante. Desta forma, o momento máximo a considerar será o maior valor de momento negativo existente retirado dos diagramas de momentos obtidos no Robot.

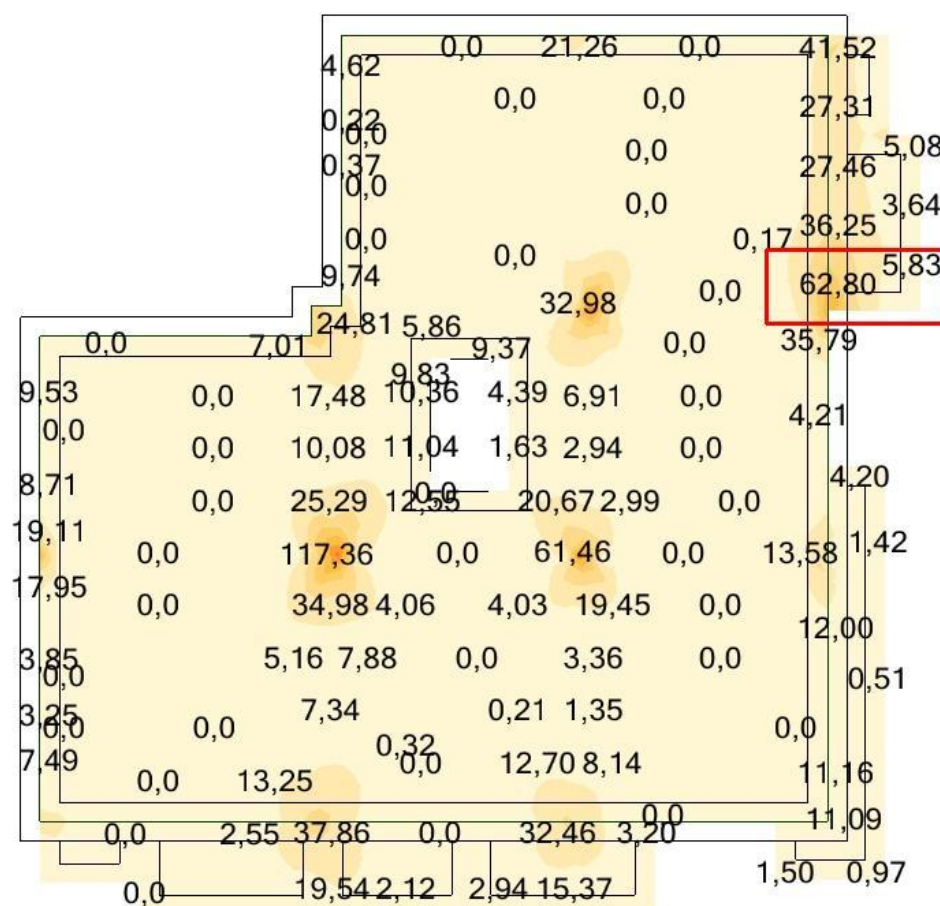


Fig.7.14 – Mapa de momentos flectores negativos

Como se pode verificar, a secção marcada a vermelho representa a secção determinante, uma vez que é a secção, no que diz respeito à parte das consolas, com maior momento negativo. Para determinar o momento flector máximo M_D , procedeu-se da mesma forma que no dimensionamento da armadura superior para a laje. Desta forma e pelas mesmas razões enunciadas no dimensionamento, fez-se um corte com 1,5m, visível na figura seguinte.

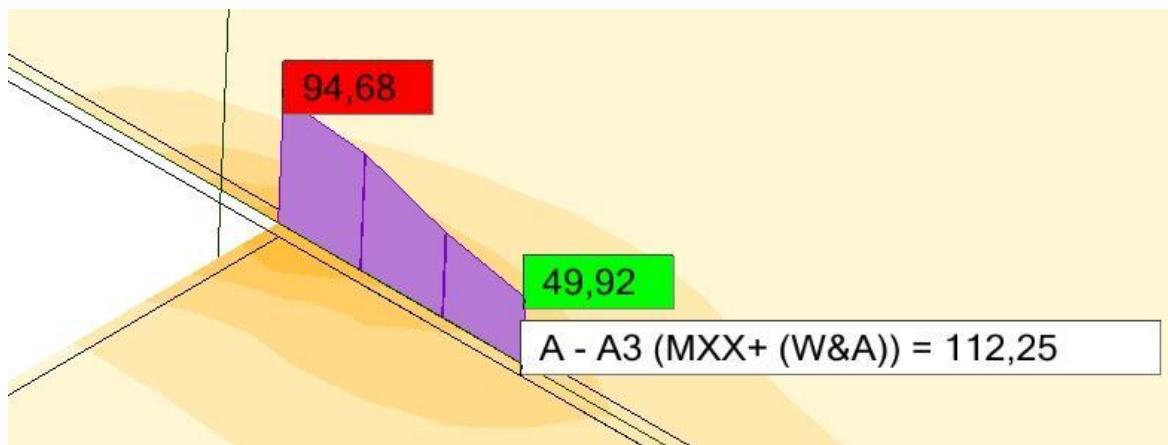


Fig.7.15 – Corte na secção determinante e respectivo valor do integral

$$l_{cut} = 1,5m \rightarrow \int = 112,25kN.m$$

$$M_D = M/m = \frac{112,25}{1,5} = 74,83kN.m/m$$

O momento de fendilhação na secção determinante é calculado da seguinte forma:

$$M_{rD} = \frac{b \times h^2}{6} \times f_{ctm} \quad (7.13.)$$

$$M_{rD} = \frac{1,0 \times 0,24^2}{6} \times 2,6 \times 10^3 = 24,96kN \cdot m$$

Uma vez que se encontram definidos todos os parâmetros, é possível determinar o coeficiente de repartição, da seguinte forma,

- para $t = 0$, $\xi = 1 - 1 \times 1 \times \frac{24,96}{74,83} = 0,6664$
- para $t = t$, $\xi = 1 - 1 \times 0,5 \times \frac{24,96}{74,83} = 0,8332$

7.4.2.4.Determinação da Flecha a_I e a_{II_0}

Flecha no estado I:

- Para $t = 0$, $a_I = k_A^I \times a_c = 0,96 \times 4,845 = 4,65mm$
- Para $t = t$, $a_I = k_A^I \times (1 + k_\psi^1 \times \psi) \times a_c = 0,96 \times (1 + 0,86 \times 3,9) \times 4,845 = 20,25mm$

Flecha no estado II_0 :

- Para $t = 0$, $a_{II_0} = k_A^{II} \times a_c = 6,4 \times 4,845 = 31,01mm$
- Para $t = t$, $a_{II_0} = k_A^{II} \times (1 + k_\psi^{II} \times \psi) \times a_c = 6,4 \times (1 + 0,12 \times 3,9) \times 4,845 = 45,52mm$

7.4.2.5.Determinação da Flecha provável a

$$a = (1 - \xi) \times a_I + \xi \times a_{II} \text{ se } M > M_r \quad (7.14.)$$

- Para $t = 0$, $a = (1 - \xi) \times a_I + \xi \times a_{II} = (1 - 0,6664) \times 4,65 + 0,6664 \times 31,01 = 22,22mm$
- Para $t = t$, $a = (1 - \xi) \times a_I + \xi \times a_{II} = (1 - 0,8332) \times 20,25 + 0,8332 \times 45,52 = 41,30mm$

No entanto, no que diz respeito à flecha provável para $t=t$, é ainda necessário retirar o valor da flecha elástica relativa ao peso próprio. Tal sucede, uma vez que o estudo em causa é relativo ao comportamento de paredes exteriores não estruturais, logo, aquando da sua colocação, a flecha respeitante ao peso próprio já ocorreu. Isto significa que as paredes exteriores já não irão ser sujeitas a tal deformação.

Assim, foi retirado o valor da flecha elástica em causa através do programa Robot, tal como se pode verificar a partir da seguinte figura.

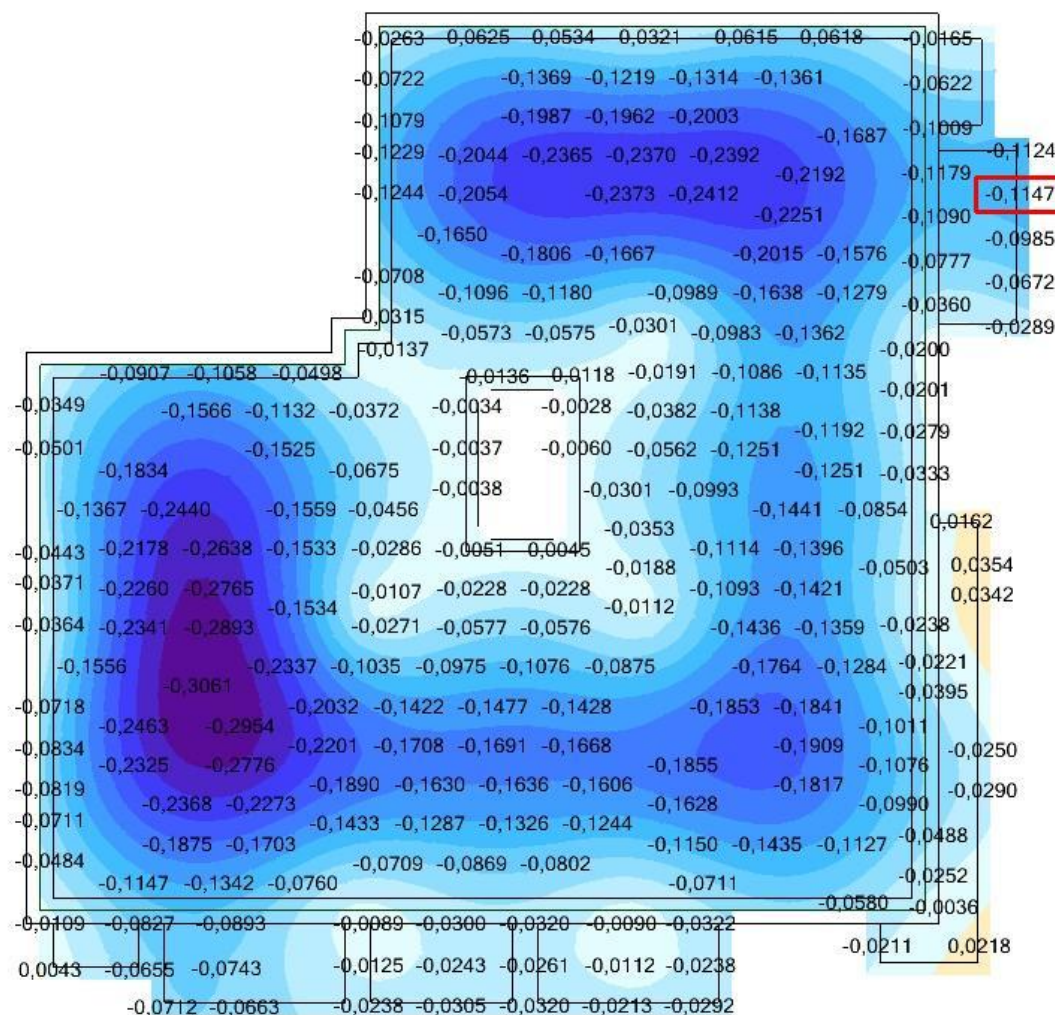


Fig.7.16 – Planta do modelo estrutural do ROBOT com as deformações relativas ao peso próprio

Este valor obtido terá que ser subtraído à flecha previamente obtida através do método bilinear, de forma a obter a flecha a que as paredes exteriores não estruturais estarão realmente sujeitas. Será este o valor usado para as comparações a efectuar com os limites regulamentares. Assim, tem-se,

$$a_c - a_{pp} = 41,30 - 1,147 = 40,15mm$$

7.5. ANÁLISE DE RESULTADOS

7.5.1. LIMITE DE DEFORMAÇÃO DO ELEMENTO DE SUPORTE

Tal como referido em 2.6.1., o REBAP limita a deformação da laje a uma flecha igual a $l/400$ do vão, para combinações frequentes de acções. Uma vez que o maior vão da estrutura apresenta uma dimensão de 7,075m, o respectivo limite de deformação, é:

$$flecha\ máx = \frac{7,075}{400} = 0,0177m = 17,7mm$$

Considerando o EC2, tem-se,

$$flecha\ máx = \frac{7,075}{500} = 0,0142m = 14,2mm$$

7.5.2. DEFORMAÇÃO PROVÁVEL DO ELEMENTO DE SUPORTE

De acordo com os resultados obtidos quer no programa Robot, quer através da aplicação do método bilinear, tem-se para valores prováveis de deformação,

$$\text{Para } t = 0, \quad a = 15,05mm$$

$$\text{Para } t = t, \quad a = 40,15mm$$

7.5.3. LIMITE DE DEFORMAÇÃO DAS PAREDES EXTERIORES NÃO ESTRUTURAIS EM ALVENARIA

Uma vez que se admitiu como razoável o limite $l/1000$ para deformação máxima de alvenaria, tem-se,

$$flecha\ máx = \frac{7,075}{1000} = 0,007075m = 7,075mm$$

7.5.4. CRÍTICA SOBRE OS RESULTADOS

Como se pode verificar existe à partida um desfasamento claro entre os valores máximos de deformação admitidos para os elementos de suporte, as lajes de betão armado, e as paredes não estruturais em alvenaria. Quando analisados os valores de deformação provável, verifica-se que estes são bastante elevados, o que seria de esperar, uma vez que se tratam de elementos em consola sujeitos a grandes cargas.

Ao executar paredes não estruturais em alvenaria na extremidade de lajes de betão armado em consola, estas vão estar logo sujeitas a deformações incompatíveis com o que conseguem suportar. A longo prazo as consequências serão muito graves, uma vez que se tratam de flechas significativas.

7.6. ANÁLISE DE NOVA SOLUÇÃO

7.6.1. NOVA SECÇÃO DA LAJE

O pré-dimensionamento da laje foi feito em função do Artigo 102º do REBAP, o qual define a altura mínima da laje, tendo em conta a deformação não excessiva do elemento. Foi então utilizado o maior vão livre existente na estrutura, ou seja, o mais desfavorável e aplicada a seguinte expressão:

$$\frac{l_i}{h} \leq 30\eta \quad (7.15.)$$

Os dados utilizados foram os seguintes:

- $\eta = 0,8$ (Aço A500);
- $\alpha = 0,8$ (pelo lado da segurança, considera-se que a laje é apoiada num bordo e encastrada no outro);
- $l = 7,075$ m.

No entanto, tendo em conta o objectivo do trabalho, aplica-se uma pequena alteração na expressão utilizada, ficando,

$$h \geq \frac{7,075 \times 0,8}{25 \times 0,8} \Leftrightarrow h \geq 0,28 \Rightarrow h = 0,28m$$

Convém realçar que a armadura desta solução será a mesma que na solução original. Uma vez que por se aumentar a altura da laje, a armadura necessária seria inferior, estando então esta opção pelo lado da segurança.

7.6.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO BILINEAR NA NOVA SOLUÇÃO

Desta forma e com uma nova altura de laje, procedeu-se à alteração da sua dimensão no modelo estrutural definido no ROBOT, determinando novos diagramas de momentos flectores. A partir destes, vão-se determinar as novas deformações na estrutura e aplicado novamente o Método Bilinear.

Uma vez que o processo de cálculo é exactamente igual ao já efectuado, apenas vão ser indicados os valores necessários e não a forma como foram obtidos.

O objectivo desta nova análise é claro e visa verificar se um aumento da altura da laje, ou seja, a utilização de uma laje mais alta que o exigido regulamentarmente, introduz melhorias ao nível da redução das flechas.

Da imagem seguinte, é possível retirar a flecha elástica relativa à combinação de acções considerada, necessária para a aplicação do método bilinear.

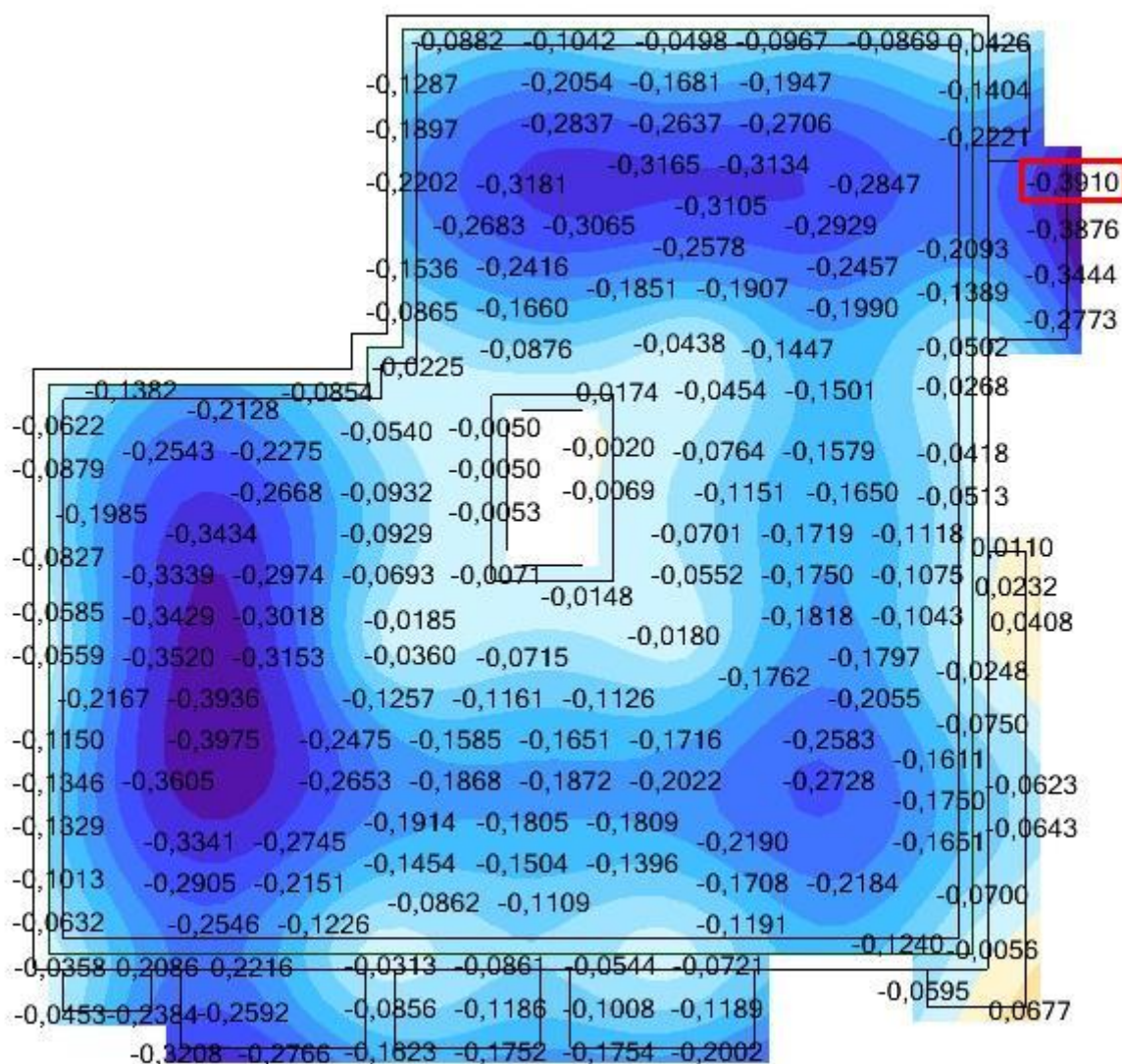


Fig.7.17 – Planta do modelo estrutural com laje de 28cm e as respectivas deformações

Como se pode verificar a flecha elástica assume o valor de 0,3910cm.

7.6.2.1. Coeficientes k_A^I , k_ψ^I , k_A^{II} , k_ψ^{II}

Uma vez verificado através de cálculo que o coeficiente de fluência mantinha o valor já determinado, apresenta-se de seguida os parâmetros necessários para obter os coeficientes k_A^I , k_ψ^I , k_A^{II} , k_ψ^{II} .

Assim, tem-se,

$$\bullet \quad d/h \begin{cases} d = 0,24 \\ h = 0,28 \end{cases} \rightarrow d/h = 0,86 \approx 0,90$$

- $d'/h \begin{cases} d' = 0,04 \\ h = 0,28 \end{cases} \rightarrow d/h = 0,14 \approx 0,10$
- $\chi \cdot \varphi \begin{cases} \chi = 0,8 \\ \varphi = 3,9 \end{cases} \rightarrow \chi \cdot \varphi = 3,1 \approx 3,0$
- $\alpha \cdot \rho \begin{cases} \alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{31} = 6,45 \\ \rho = \frac{A_s(\phi 12 // 0,10)}{b \times d} = \frac{11,30 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,24} = 0,00471 \end{cases} \rightarrow \alpha \cdot \rho = 0,030$
- $\rho'/\rho \begin{cases} \rho' = \frac{A_s(\phi 8 // 0,20)}{b \times d} = \frac{2,50 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,24} = 0,00104 \\ \rho = \frac{A_s(\phi 12 // 0,10)}{b \times d} = \frac{11,30 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,24} = 0,00471 \end{cases} \rightarrow \rho'/\rho = 0,22$

Uma vez que os ábacos a consultar são diferentes daqueles já usados, optou-se por apresentar os novos.

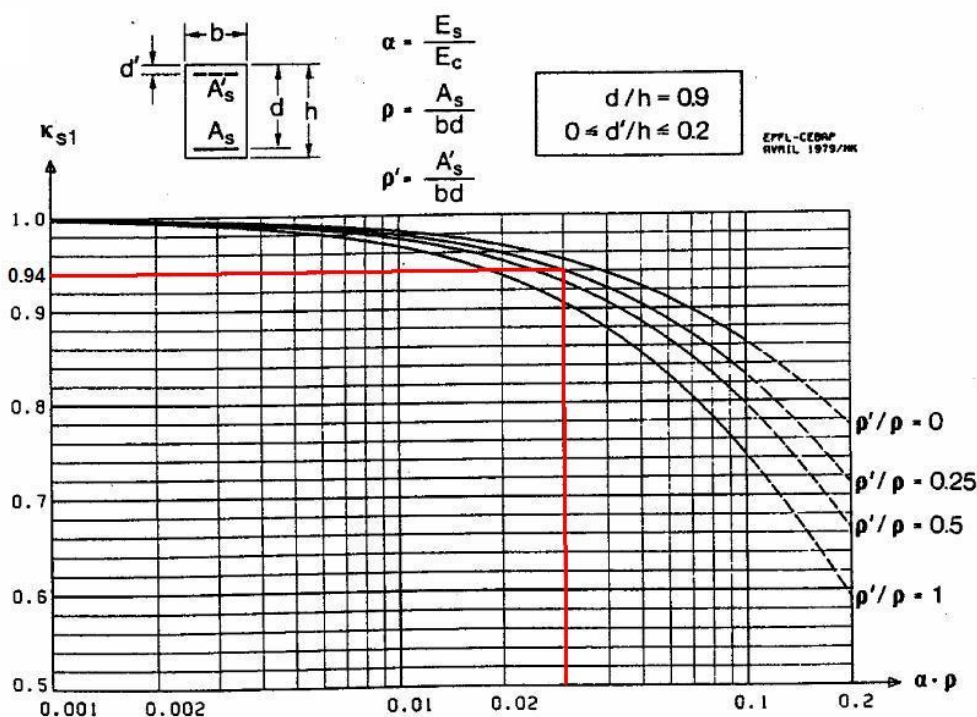


Fig.7.18 – Ábaco do coeficiente $k_{S1} \leftrightarrow k_A^I$

Através do ábaco, verifica-se que $k_A^I = 0,94$.

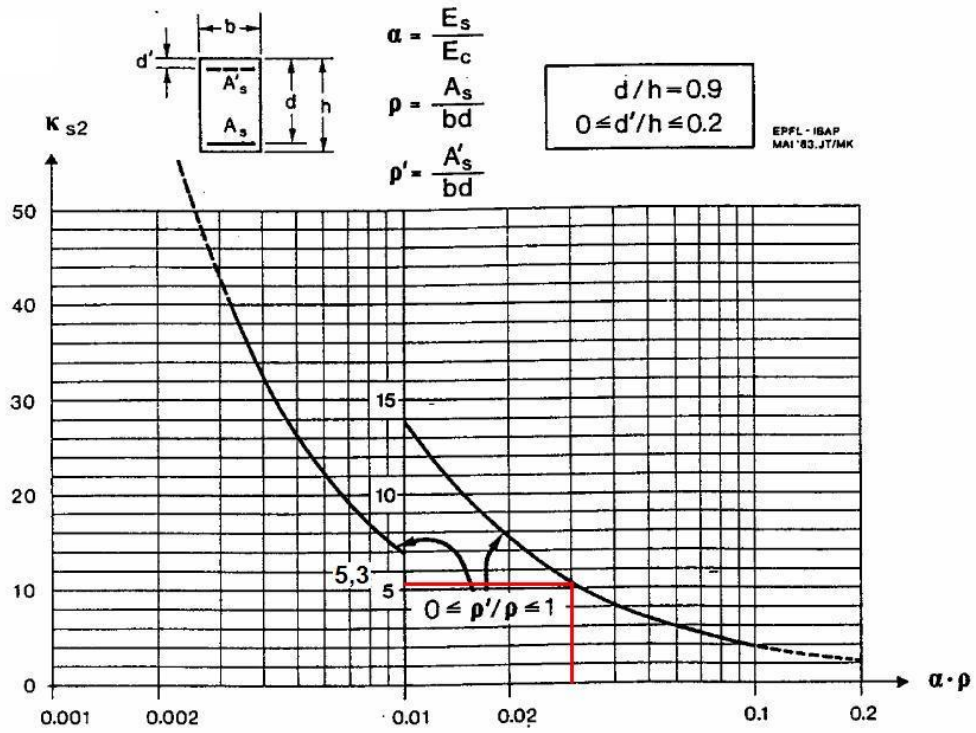


Fig.7.19 – Ábaco do coeficiente $k_{s2} \leftrightarrow k_A''$

Através do ábaco, verifica-se que $k_A'' = 5,3$.

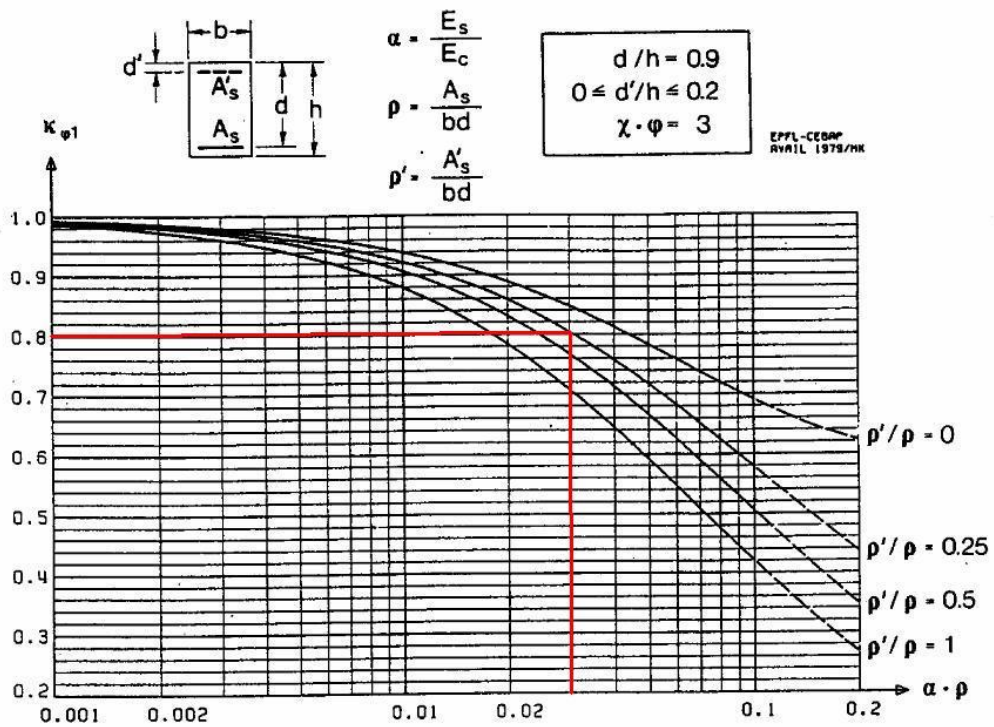


Fig.7.20 – Ábaco do coeficiente $k_{\varphi 1} \leftrightarrow k_{\psi}^I$

Através do ábaco, verifica-se que $k_{\psi}^I = 0,80$.

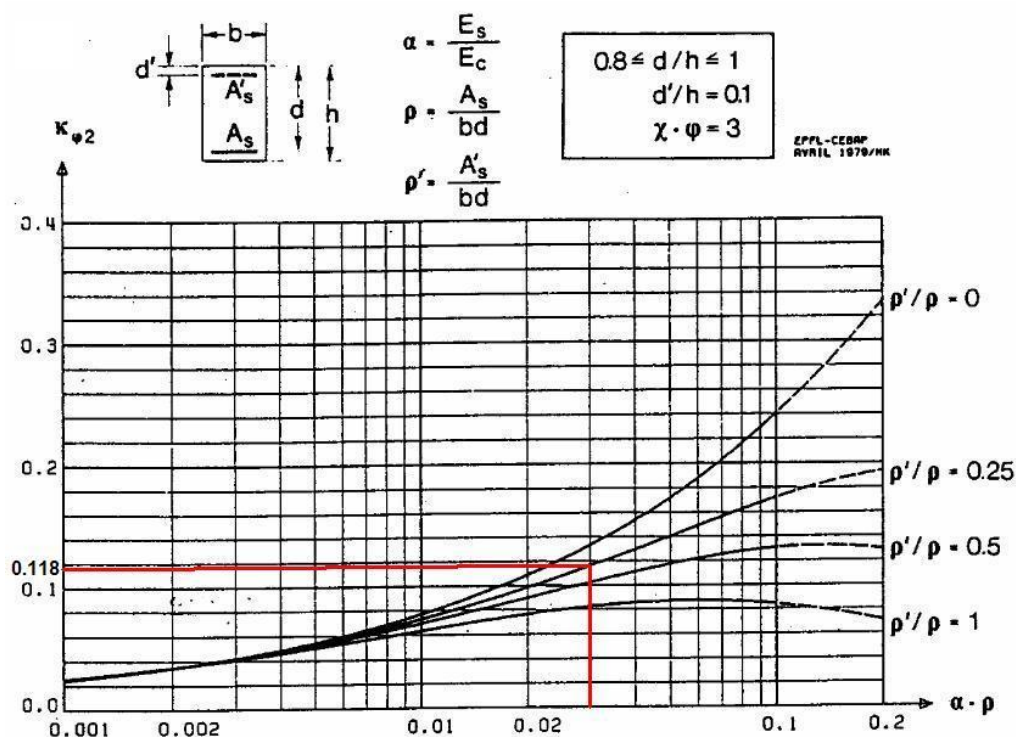


Fig.7.21 – Ábaco do coeficiente $k_{\varphi 2} \leftrightarrow k_{\psi}^{II}$

Através do ábaco, verifica-se que $k_{\psi}^{II} = 0,118$.

7.6.2.2. Coeficiente de Repartição ξ

Para calcular novo coeficiente de repartição, é necessário determinar o novo momento flector máximo M_D e o novo momento de fendilhação na secção determinante M_{rD} .

O momento flector máximo é determinado exactamente da mesma forma, sendo o valor obtido o seguinte,

$$M_D = 86,27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

O momento de fendilhação na secção determinante é o seguinte:

$$M_{rD} = \frac{b \times h^2}{6} \times f_{ctm} \quad (7.16.)$$

$$M_{rD} = \frac{1,0 \times 0,28^2}{6} \times 2,6 \times 10^3 = 33,97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Uma vez que se encontram definidos todos os parâmetros, é possível determinar o coeficiente de repartição, da seguinte forma,

- para $t = 0$, $\xi = 1 - 1 \times 1 \times \frac{33,97}{86,27} = 0,6062$
- para $t = t$, $\xi = 1 - 1 \times 0,5 \times \frac{33,97}{86,27} = 0,8031$

7.6.2.3.Determinação da Flecha a_I e a_{II_0}

Flecha no estado I:

- Para $t = 0$, $a_I = k_A^I \times a_c = 0,94 \times 3,910 = 3,675mm$
- Para $t = t$, $a_I = k_A^I \times (1 + k_\psi^I \times \psi) \times a_c = 0,94 \times (1 + 0,80 \times 3,9) \times 3,910 = 15,14mm$

Flecha no estado II_0 :

- Para $t = 0$, $a_{II_0} = k_A^{II} \times a_c = 5,3 \times 3,910 = 20,72mm$
- Para $t = t$, $a_{II_0} = k_A^{II} \times (1 + k_\psi^{II} \times \psi) \times a_c = 5,3 \times (1 + 0,118 \times 3,9) \times 3,910 = 30,26mm$

7.6.2.4.Determinação da Flecha provável a

$$a = (1 - \xi) \times a_I + \xi \times a_{II} \text{ se } M > M_r$$

- Para $t = 0$, $a = (1 - \xi) \times a_I + \xi \times a_{II} = (1 - 0,6062) \times 3,675 + 0,6062 \times 20,72 = 14,01mm$
- Para $t = t$, $a = (1 - \xi) \times a_I + \xi \times a_{II} = (1 - 0,8031) \times 15,14 + 0,8031 \times 30,26 = 27,28mm$

Mais uma vez, é necessário retirar à flecha provável para $t=t$ o valor da flecha elástica relativa ao peso próprio. O valor em causa foi retirado do programa Robot, com se pode ver na seguinte figura.

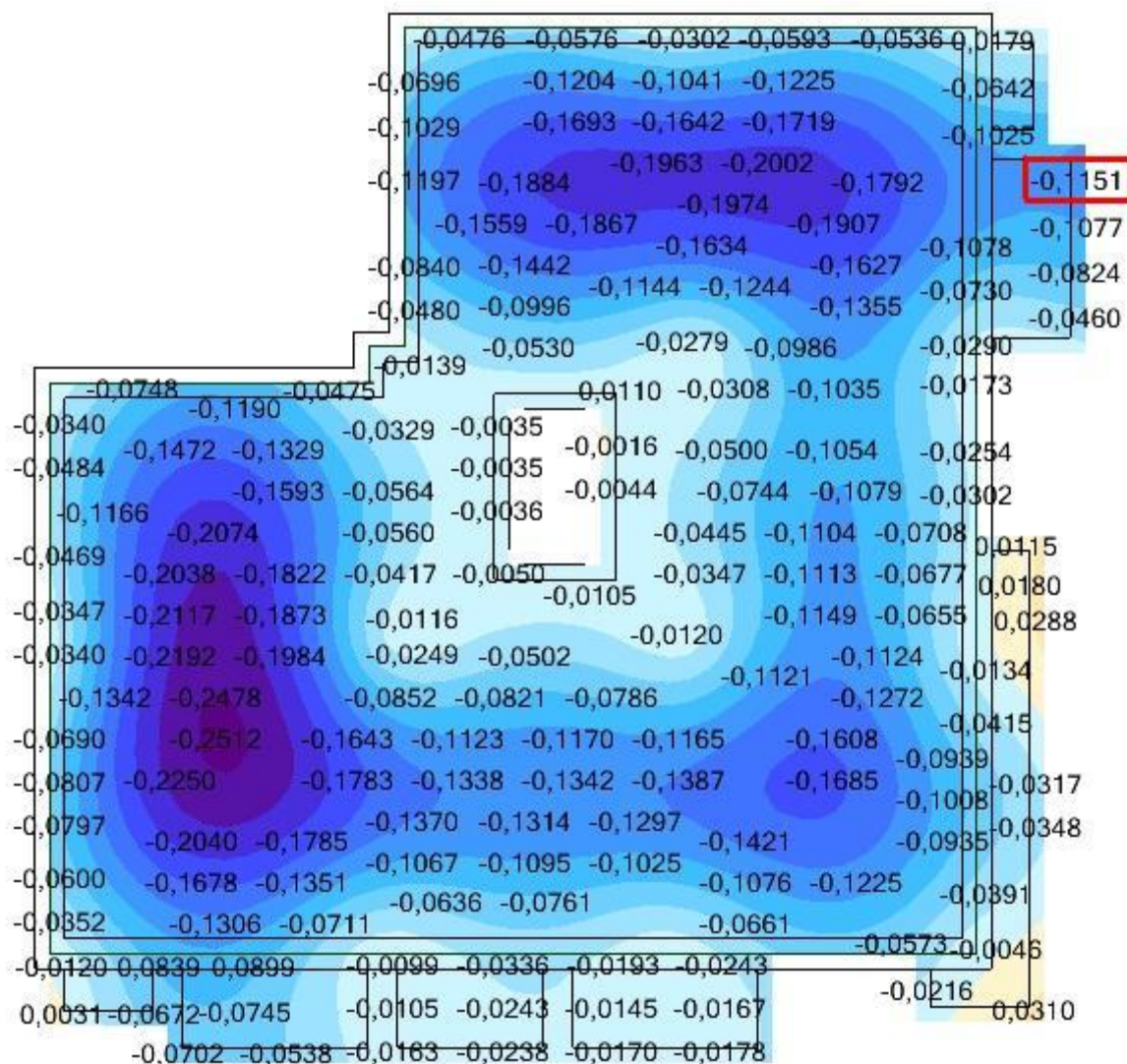


Fig.7.22 – Planta do modelo estrutural com laje de 28cm e as deformações relativas ao peso próprio

Assim, tem-se,

$$a_c - a_{pp} = 27,28 - 1,151 = 26,13mm$$

7.6.3. CRÍTICA SOBRE OS RESULTADOS

Como se pode verificar a alteração introduzida na altura da laje resultou, como seria de esperar, numa diminuição das flechas. Uma laje com maior altura representa uma maior rigidez estrutural e consequentemente uma diminuição das flechas esperadas. No entanto os valores obtidos são ainda elevados e incompatíveis com os limites regulamentares.

8

CONCLUSÕES

Um projecto estrutural resulta de um processo de elevado grau de dificuldade que envolve diversos sectores/áreas e do qual se espera que cumpra todos os condicionalismos a que a estrutura se encontra sujeita. Desta forma, a qualidade de um projecto de estruturas depende em elevado grau da concepção estrutural, pelo que a solução escolhida deverá ser a que obtém um maior consenso de entre todas as existentes, tendo em conta as características do edifício. Esta escolha é de importância fundamental para a funcionalidade do edifício, bem como dos custos finais. Uma concepção estrutural defeituosa, apesar de correctamente dimensionada pode originar o aparecimento de anomalias.

No presente trabalho, todo o processo de dimensionamento do edifício em estudo foi realizado respeitando as condições impostas pelo REBAP, com uma referência especial para as limitações relativas aos estados limites de deformação.

O dimensionamento foi realizado tendo em conta estas mesmas limitações, e segundo o artigo 72.º, quaisquer verificações exigidas, nomeadamente o limite de deformação igual uma flecha de 1/400 do vão para combinações frequentes de acções, seriam consideradas satisfeitas caso se tenha cumprido expressamente o indicado nos artigos 89.º, 102.º e 113.º.

Assim, e uma vez que no caso específico das lajes, objecto de estudo de deformações, foi utilizado o artigo 102.º como base para a definição da secção deste elemento, seria de esperar que à partida os valores obtidos para flecha máxima cumprissem as condições enunciadas no artigo 72.º do REBAP.

No entanto, como se pode ver no capítulo 7, tal não é verificado. Com um vão máximo de 7,075m seria de esperar uma flecha máxima igual a 17,7mm. Na realidade verifica-se que a flecha provável a longo prazo assume o valor de 40,15mm que ultrapassa largamente os limites estabelecidos.

Quando comparado com os limites impostos pelo EC2, a situação tornar-se-ia ainda pior, visto que os limites de deformação impostos são mais rigorosos que os do REBAP.

A situação mais preocupante não será no entanto esta, mas as próprias flechas a curto prazo, que no caso da laje com 24cm de altura, assumem valores superiores aos limites regulamentares. No caso da laje de 28cm estas são inferiores ao limite imposto, sendo que a longo prazo se verifica o mesmo problema novamente.

Como seria de esperar, as flechas com a solução de 28cm de altura, quer a curto, quer a longo prazo, diminuem; no entanto tal diminuição não é suficiente, visto continuarem a ultrapassar os limites impostos pela regulamentação utilizada. Conclui-se então que o aumento da altura da laje não se apresenta como uma solução válida tendo em conta que para se verificarem flechas inferiores aos

limites, se teriam de utilizar alturas exageradas quer em termos de custos, quer mesmo no que diz respeito à própria concepção do edifício.

A grande questão é o principal objecto de estudo neste trabalho, relaciona-se com a deformação admitida pelas paredes de alvenaria não estrutural. Apesar da diversidade de limites indicados pelos mais diversos autores, optou-se por, tal como já referido, adoptar o limite de $1/1000$, que se traduz em 7,075mm.

Tal valor é completamente incompatível com as flechas esperadas no elemento de suporte, pelo que é espectável que as paredes exteriores não estruturais não terão capacidade para lhe resistir. Desta forma é esperado o aparecimento de patologias, principalmente fissuras do tipo referenciado em 2.6.3.. Este tipo de patologias, para além de se apresentarem como esteticamente reprováveis, levam a uma diminuição das funcionalidades da estrutura e ao aparecimento de novas patologias.

Torna-se então bem claro que colocar paredes exteriores não estruturais em alvenaria na extremidade de lajes em consola é sinónimo de problemas, mesmo que se estejam a cumprir todos os requisitos regulamentares. Por outras palavras, mesmo que o projectista cumpra todas as disposições regulamentares em vigor, poderão surgir patologias nos elementos não estruturais em causa, resultantes de uma deformação excessiva do suporte, que pode apresentar flechas bem superiores aos máximos admissíveis.

A incompatibilidade dos limites regulamentares com os estudos efectuados no campo das deformações admitidas pela alvenaria é também bem clara e serve como ponto de partida para o aparecimento de patologias. Será então plausível sugerir uma revisão das disposições regulamentares relativas a estruturas de betão armado, nomeadamente na compatibilização destes dois diferentes sistemas da construção: lajes de betão armado em consola e paredes exteriores não estruturais em alvenaria. Para tal serão necessários estudos mais precisos no campo das deformações da alvenaria, sendo este um campo ainda pouco explorado.

Enquanto tal não sucede, aconselha-se a seguinte resolução para estas situações: substituir as paredes de alvenaria laterais na laje em consola por paredes resistentes de betão, visto que pela sua rigidez e pela ligação entre os diversos panos de pisos diferentes seria uma solução para o problema apresentado.

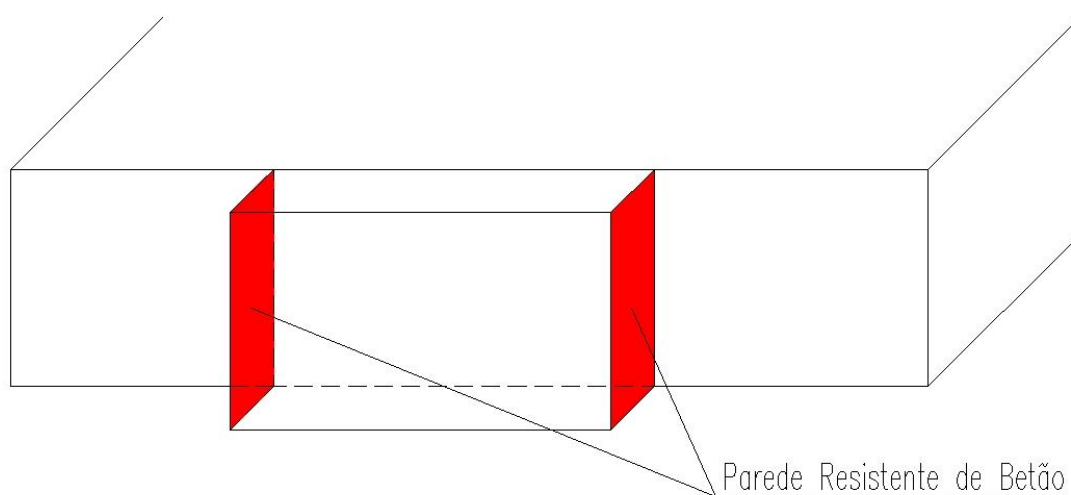


Fig.8.1 – Esquema representativo da solução indicada

Esta solução teórica deve ser encarada com seriedade e começar a ser vista como uma real solução do problema, partindo dos arquitectos e engenheiros a iniciativa de a lançar e sustentar, visto não ser geralmente tida em conta devido ao custo acrescido em obra. No entanto este custo inicial deve ser visto como um investimento, uma vez que os problemas aqui indicados não iriam surgir.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Vicente, Romeu. *Patologia das Paredes de Fachada. Estudo do Comportamento Mecânico das Paredes de Fachada com Correção Exterior das Pontes Térmicas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FCTUC, Coimbra, 2002.
- [2] Freitas, Vasco Peixoto. *Isolamento Térmico de Fachadas pelo Exterior – ETICS*. Maxit, Porto, 2002.
- [3] Pereira, Filipa. *Influência das Variações de Temperatura no Desempenho de Fachadas de Alvenaria*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, 2008.
- [4] Pereira, M. F. P.. *Anomalias em Paredes de Alvenaria sem Função Estrutural*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, 2005.
- [5] Sousa, Hipólito: *Alvenarias em Portugal. Situação actual e perspectivas futuras*. Seminário sobre paredes de alvenaria. Porto, 2002.
- [6] Silva, J. M., Abrantes, V.. *Patologia em Paredes de Alvenaria : Causas e Soluções*. Seminário sobre Paredes de Alvenaria.
- [7] *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Porto Editora, 2005.
- [8] *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Norma Europeia EN 1992-1-1:2004*. Abril/2004.
- [9] Pfeiffermann, O., Patigny, J.J.: *Fissuration des cloisons en maçonnerie due a une deformation excessive du support - Parte 2*. CSTC, Revue, Bruxelles, Décembre, 1975.
- [10] Pfeiffermann, O.: *Les fissures dans les constructions: conséquence de phénomènes physiques naturels*. Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Bruxelles, Octobre, 1968.
- [11] Pereira, M. P.. Aguiar, J. B., *Fissuração de Paredes de Alvenaria de Tijolo*. Universidade do Minho, Departamento de Engenharia de Civil.
- [12] Marchao, C., Appleton, J., *Betão Armado e Pré-Esforçado: Módulo 2 – Lajes de Betão Armado*. Apontamentos da cadeira de Estruturas de Betão 2 do Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- [13] Apontamentos da cadeira de Estruturas de Edifícios da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (Parte 2)
- [14] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Porto Editora, 2005.
- [15] Brazão Farinha, J.S., Brazão Farinha, M., Brazão Farinha, J.P., Correia dos Reis, A.: *Tabelas Técnicas*. 2003
- [16] Figueiras, J.A.. *Verificação aos estados limites de utilização*. FEUP, DECivil 1997.

ANEXO 1

ARQUITECTURA

PLANTA DO COMPLEXO HABITACIONAL

PLANTA DA SUB-CAVE E CAVE

PLANTA DO R/C

PLANTA DO PISO 1

PLANTA DOS PISOS 2,3,4,5 E 6

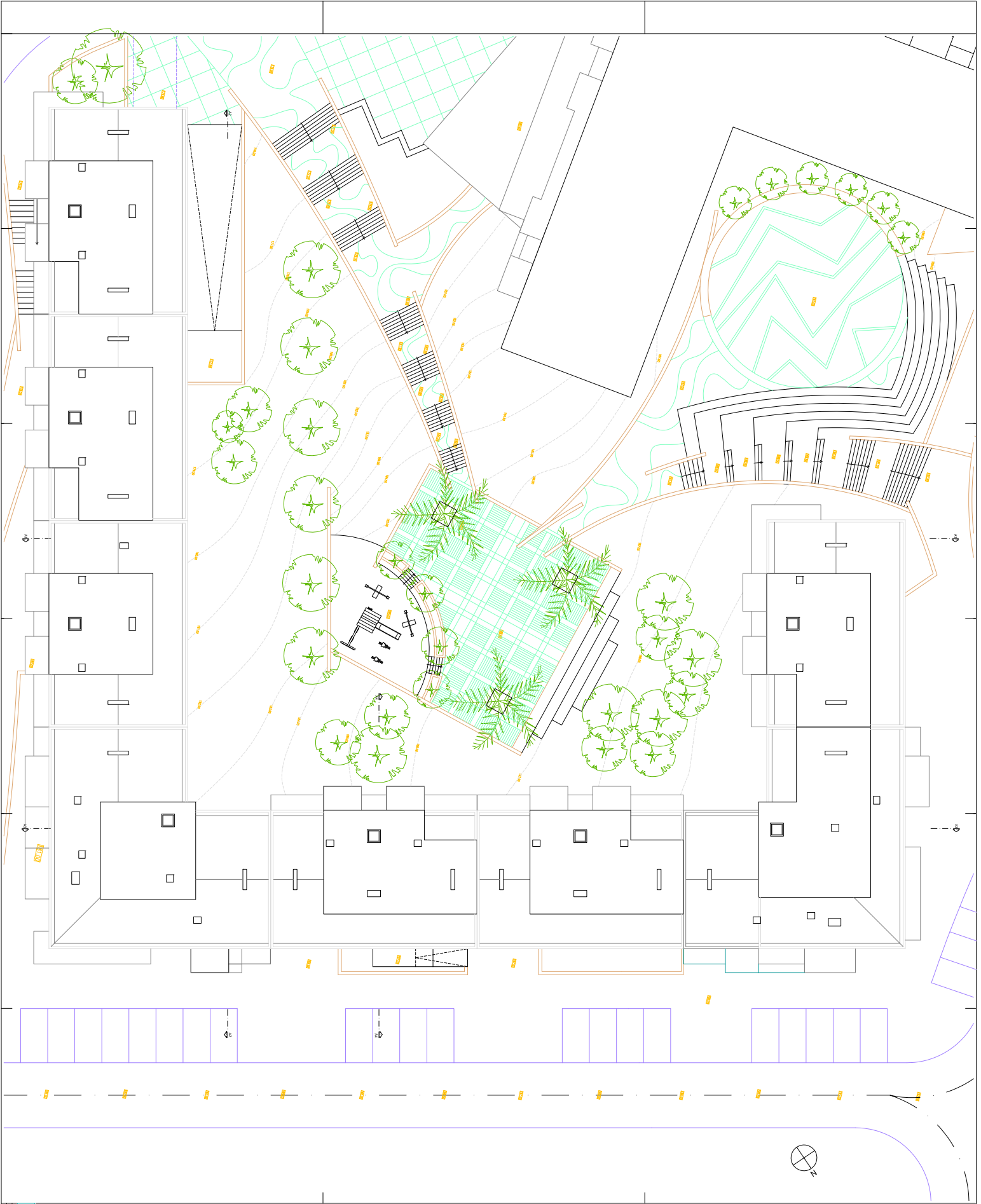
PLANTA DA COBERTURA

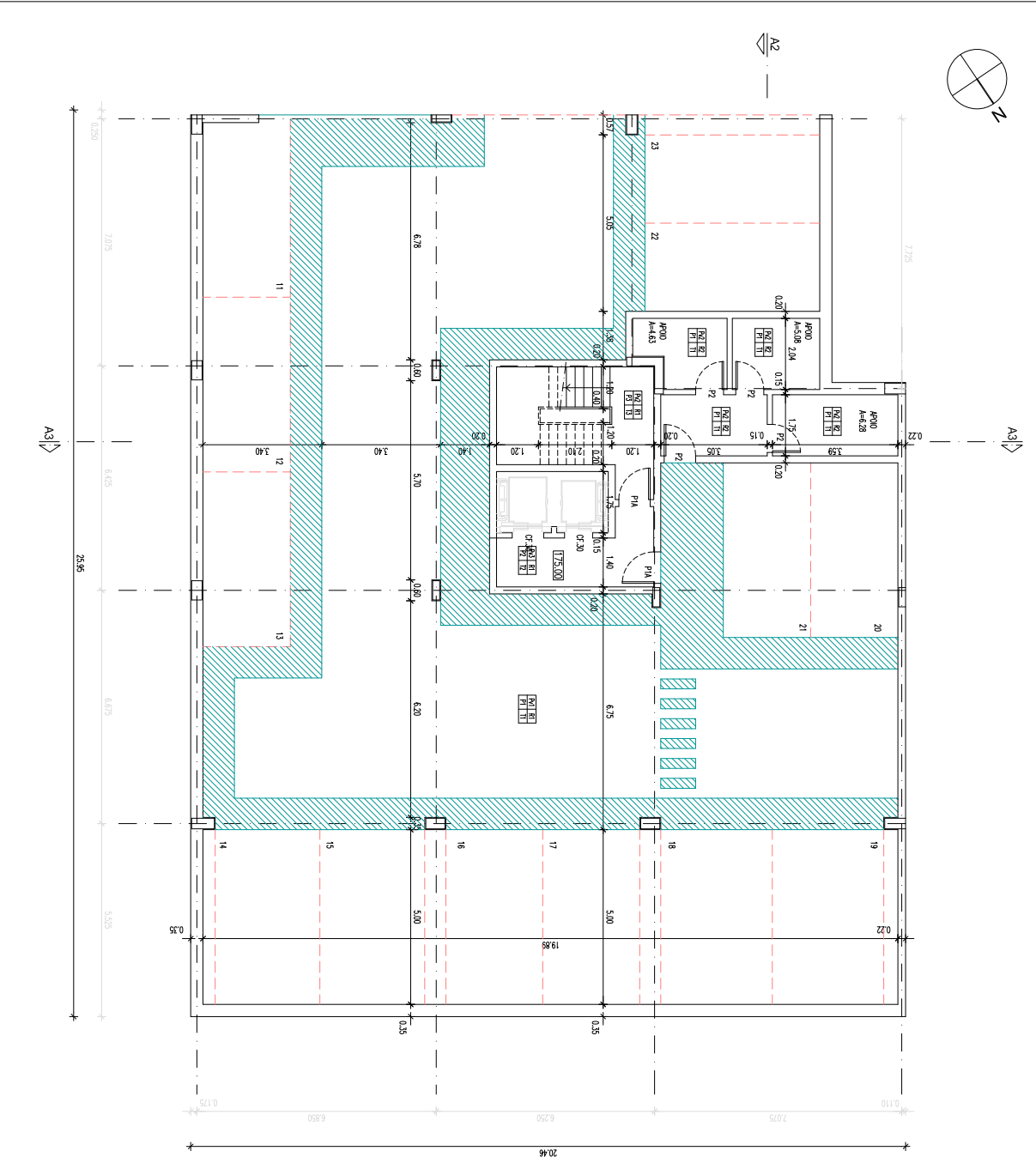
CORTE A2

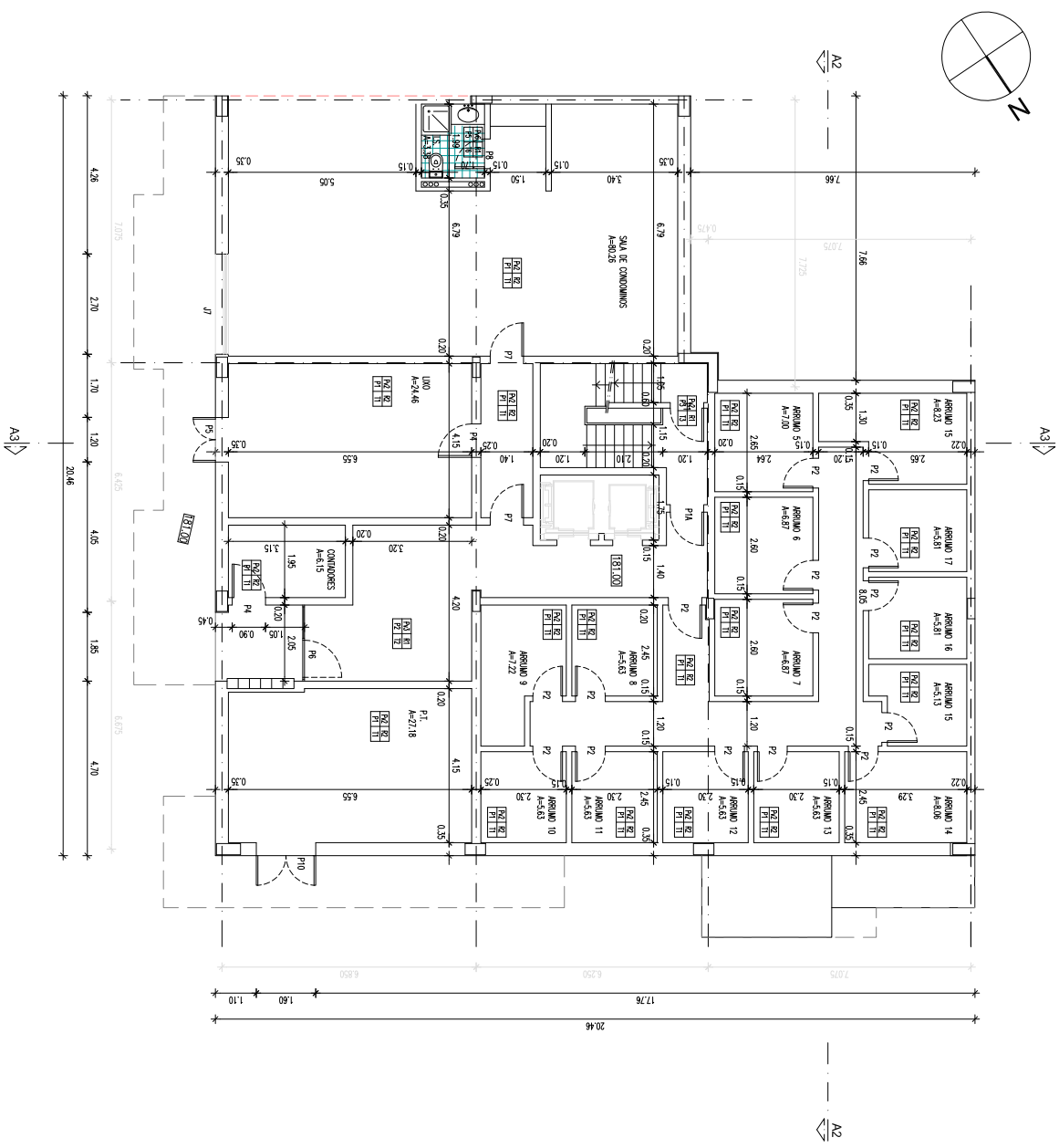
CORTE A3

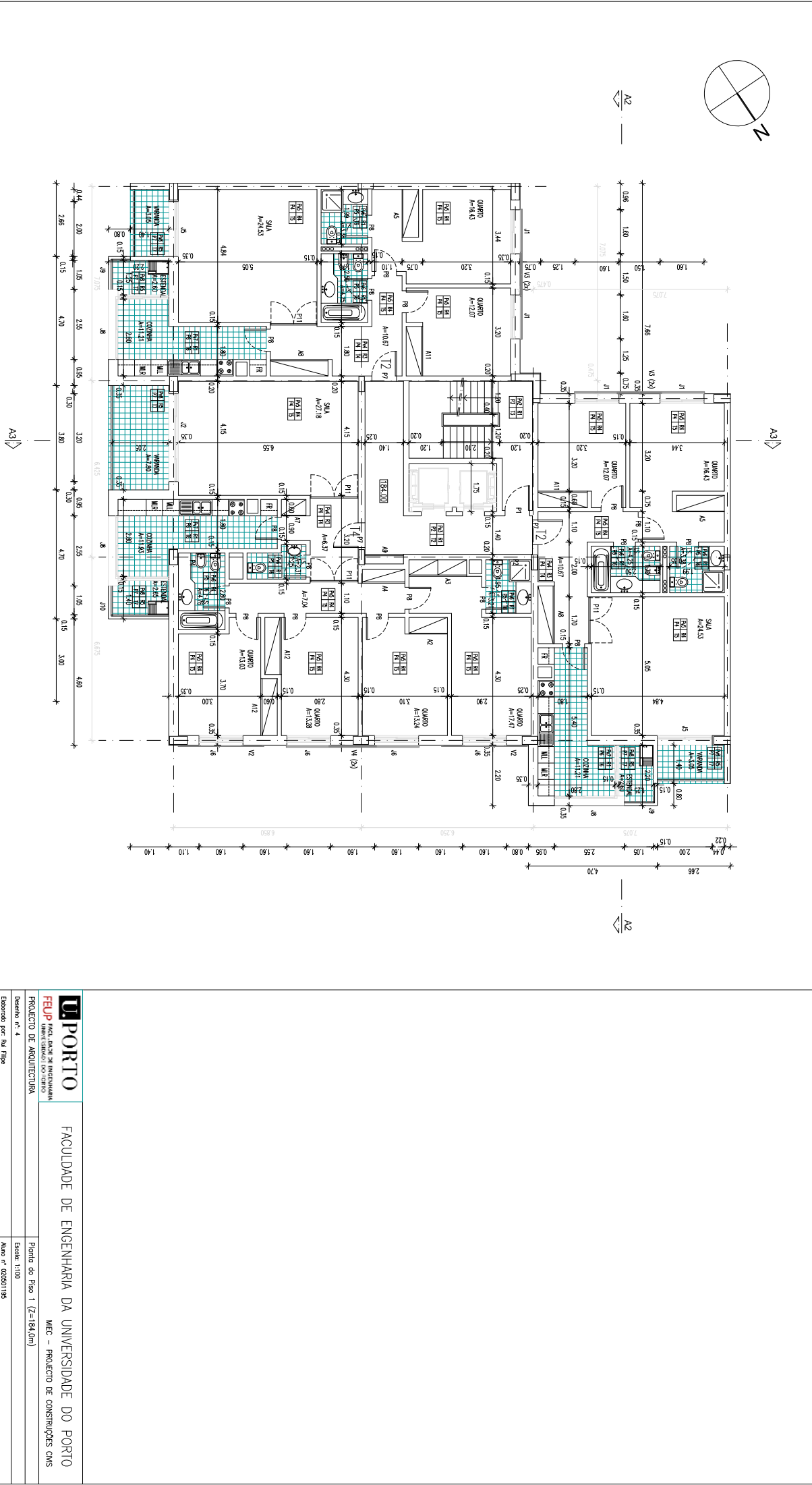
ALÇADO NORTE

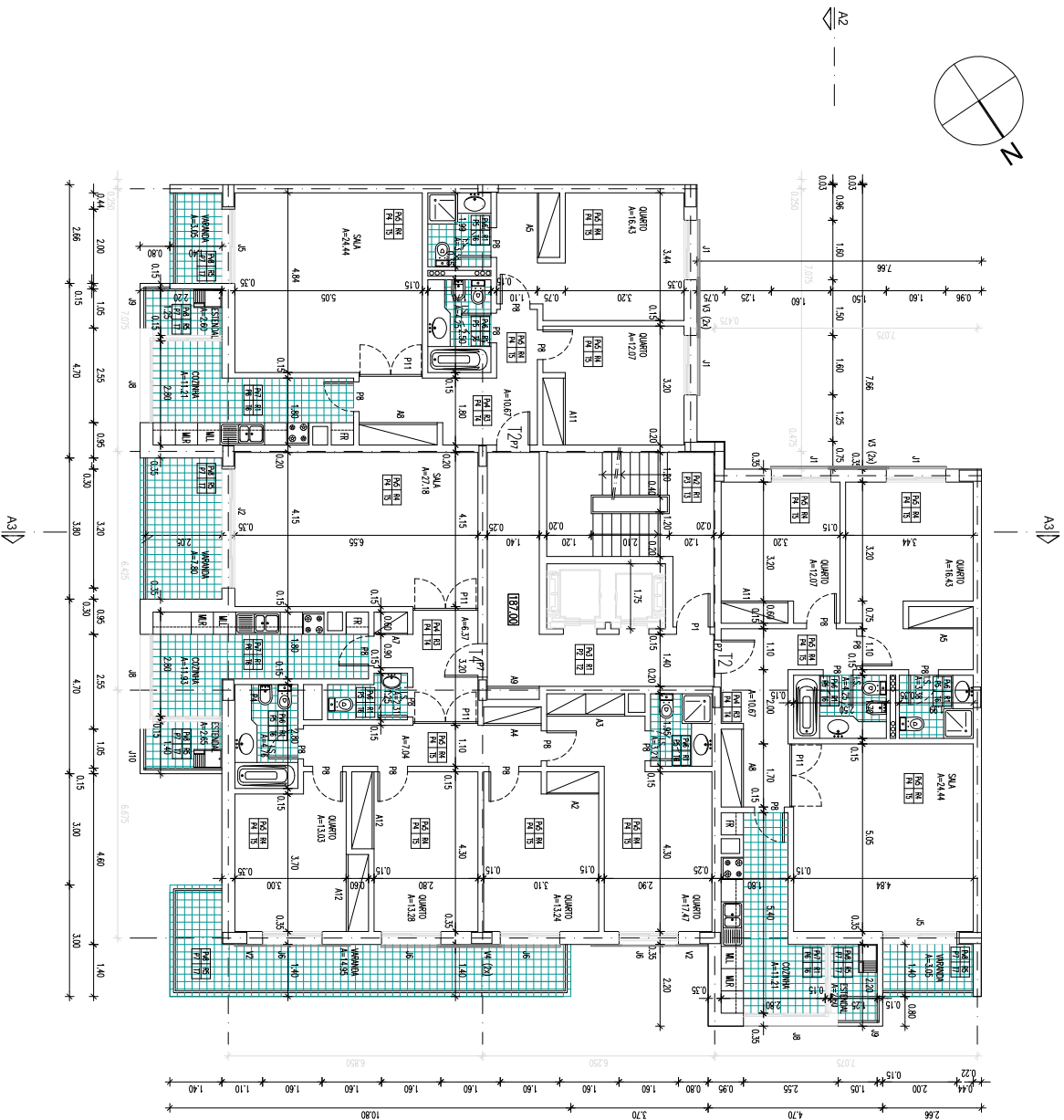
ALÇADO NASCENTE

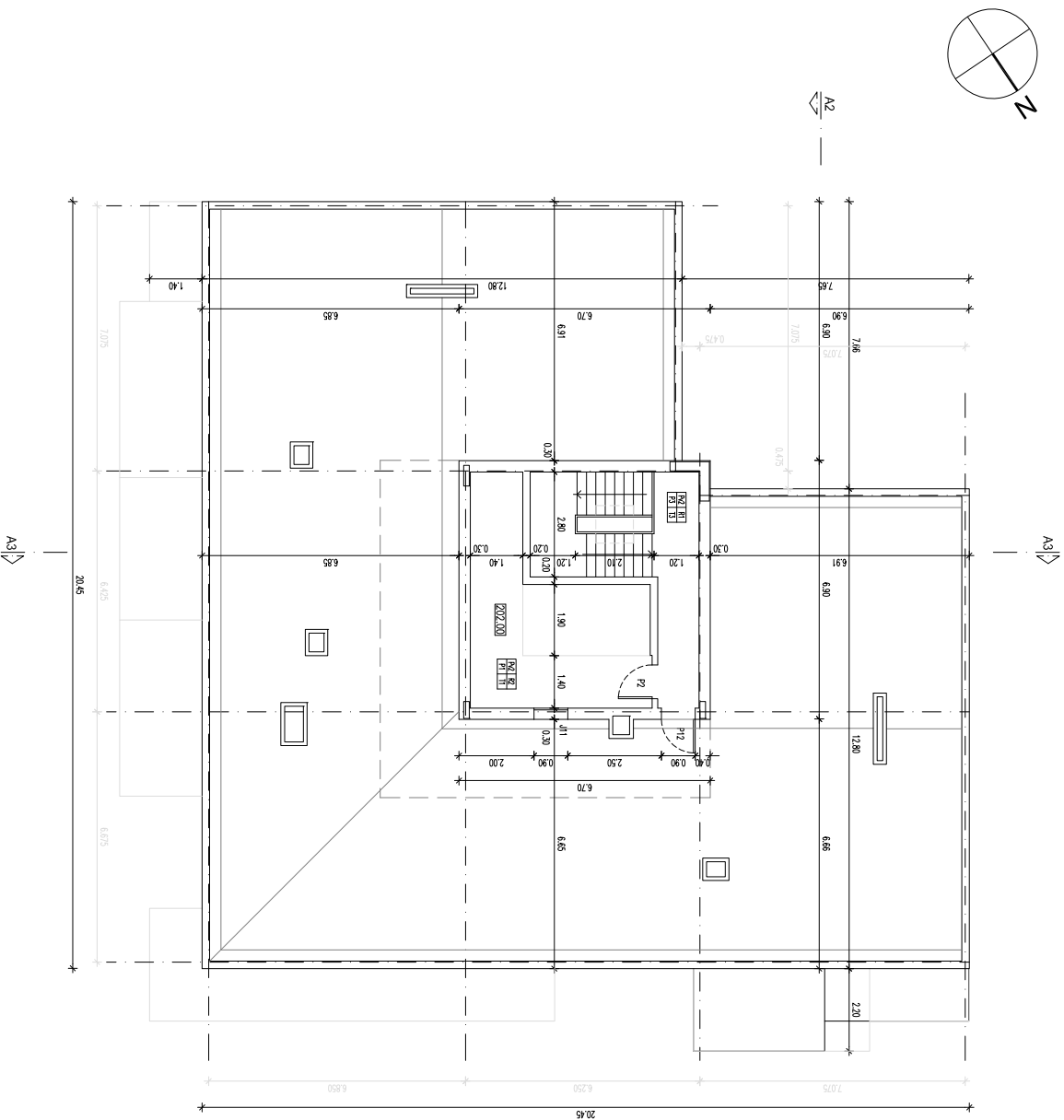


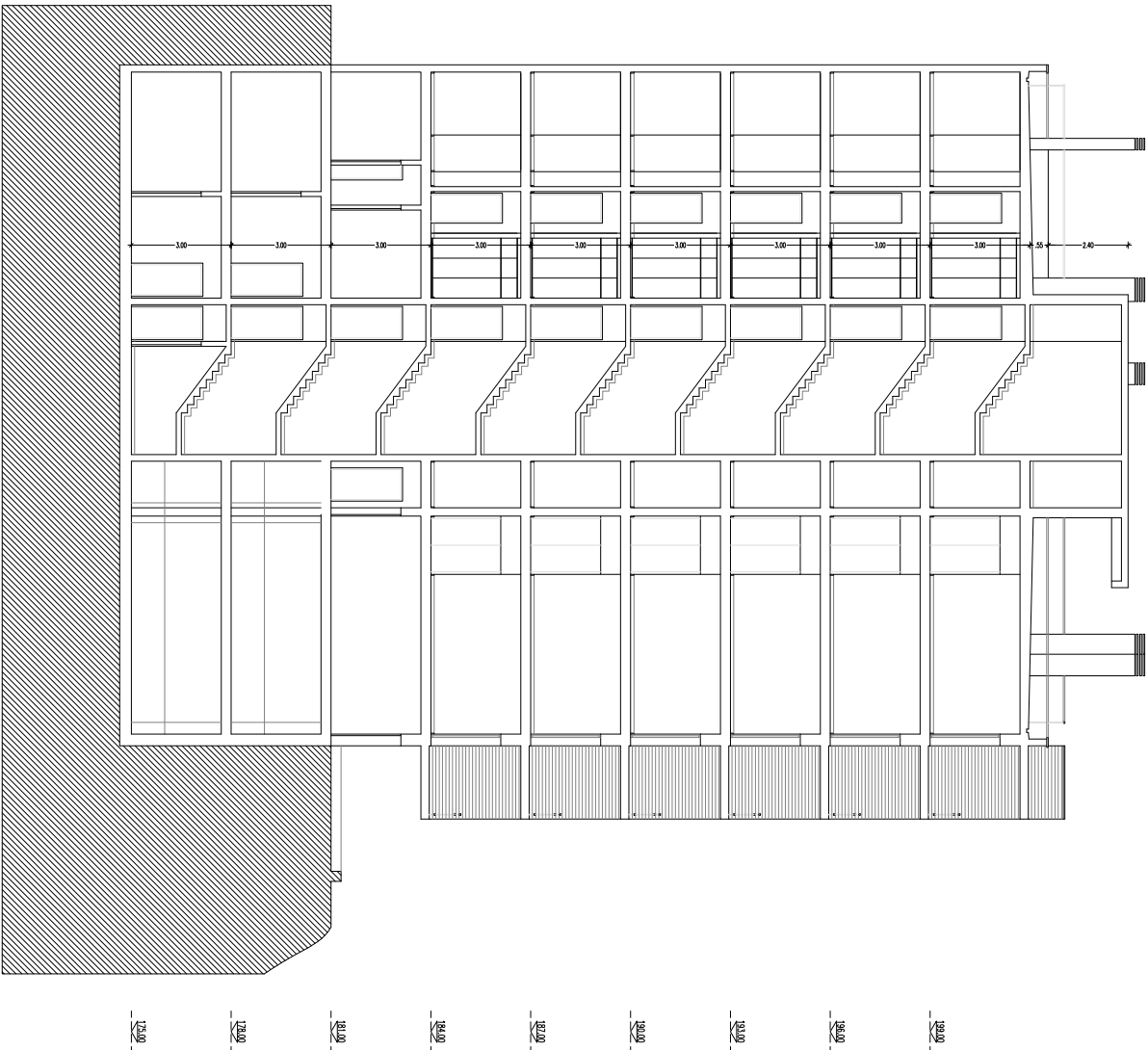


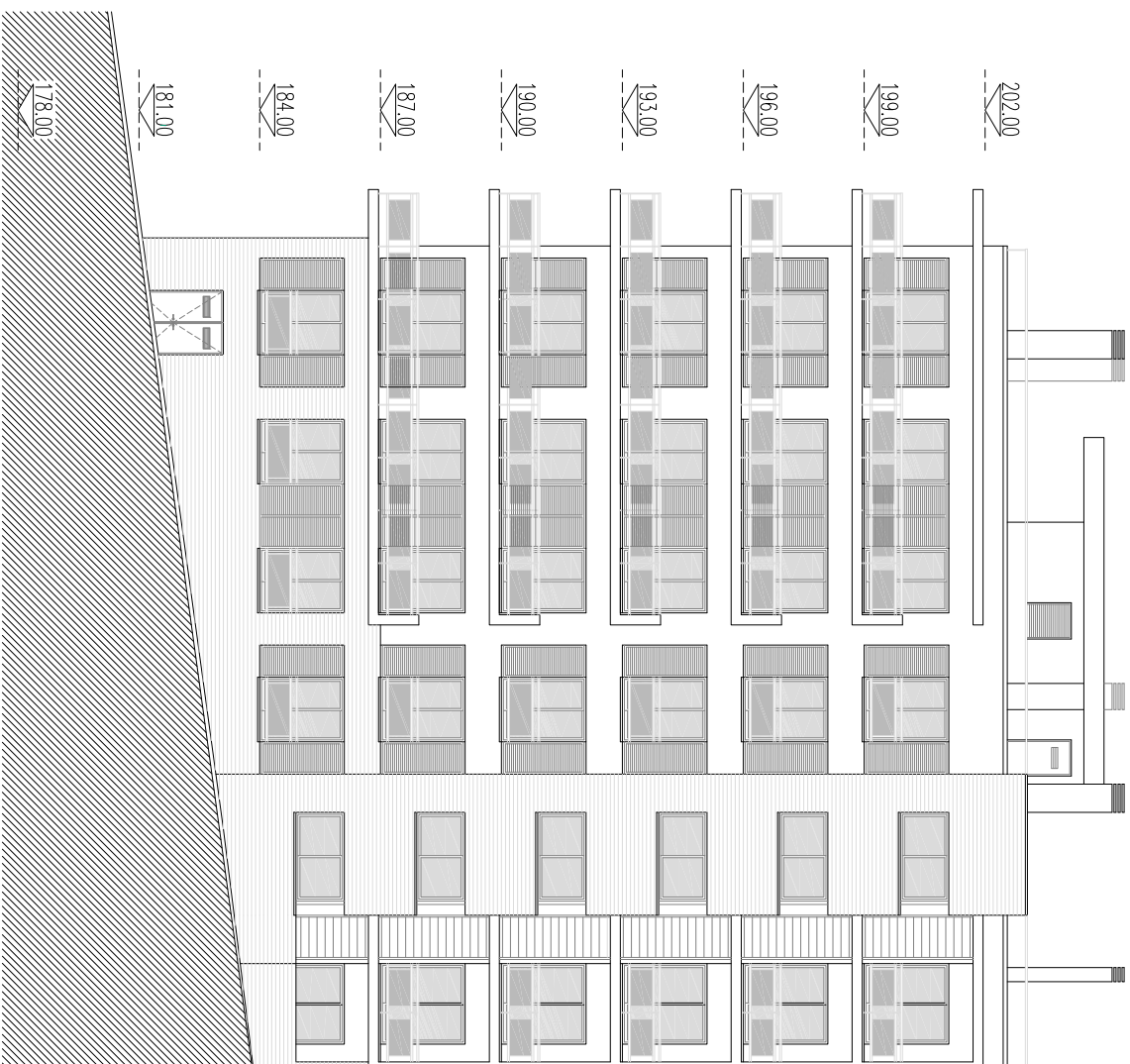












ANEXO 2

PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO

A.2.1. ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DA CAVE

A.2.2. ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DO RÉ-S-DO-CHÃO

A.2.3. ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DO PISO 1 ATÉ AO 6

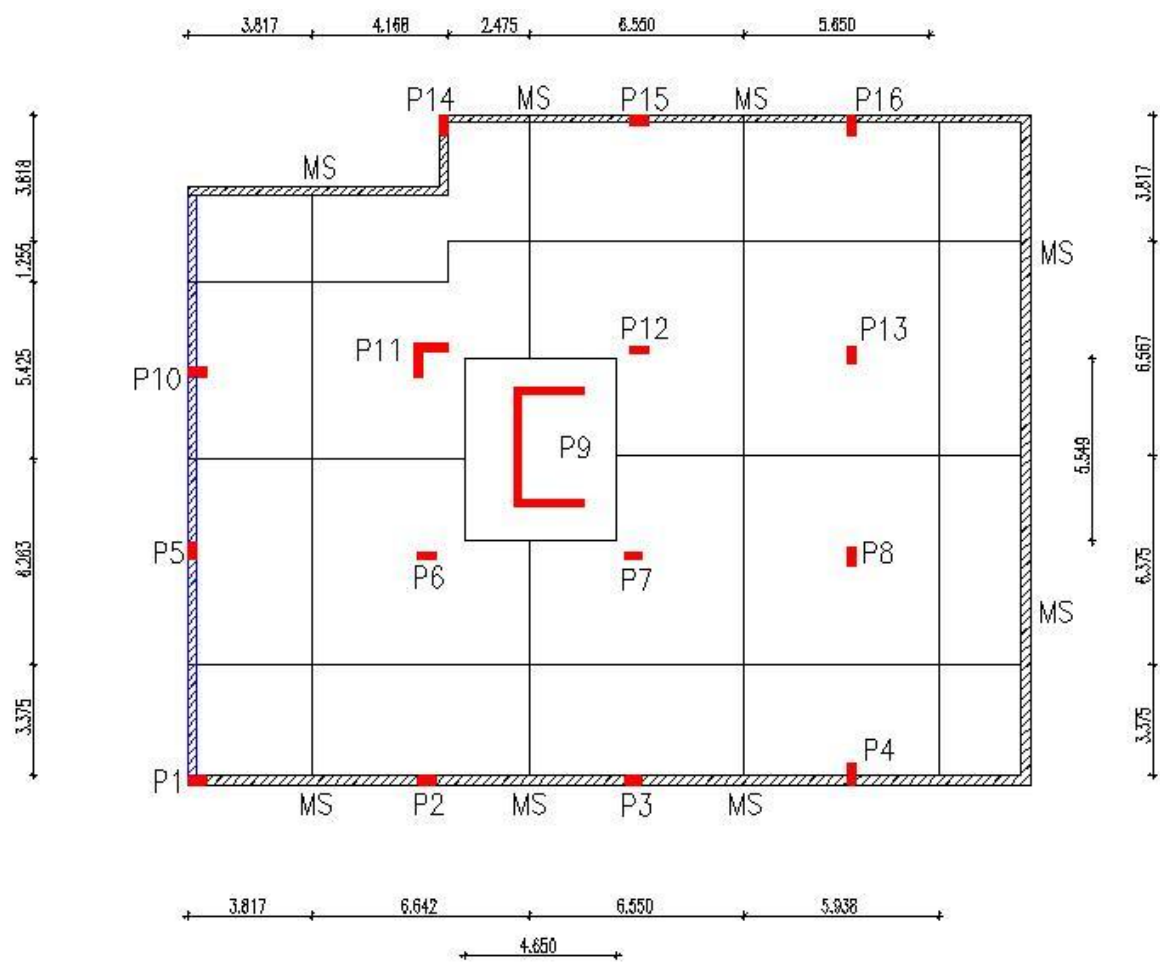
A.2.4. ÁREA DE INFLUÊNCIA DA COBERTURA

A.2.5. ÁREA DE INFLUÊNCIA DA COBERTURA DA CAIXA DE ESCADAS

A.2.6. TABELA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

A.2.7. PLANTA FINAL DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A.2.1. ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DA CAVE



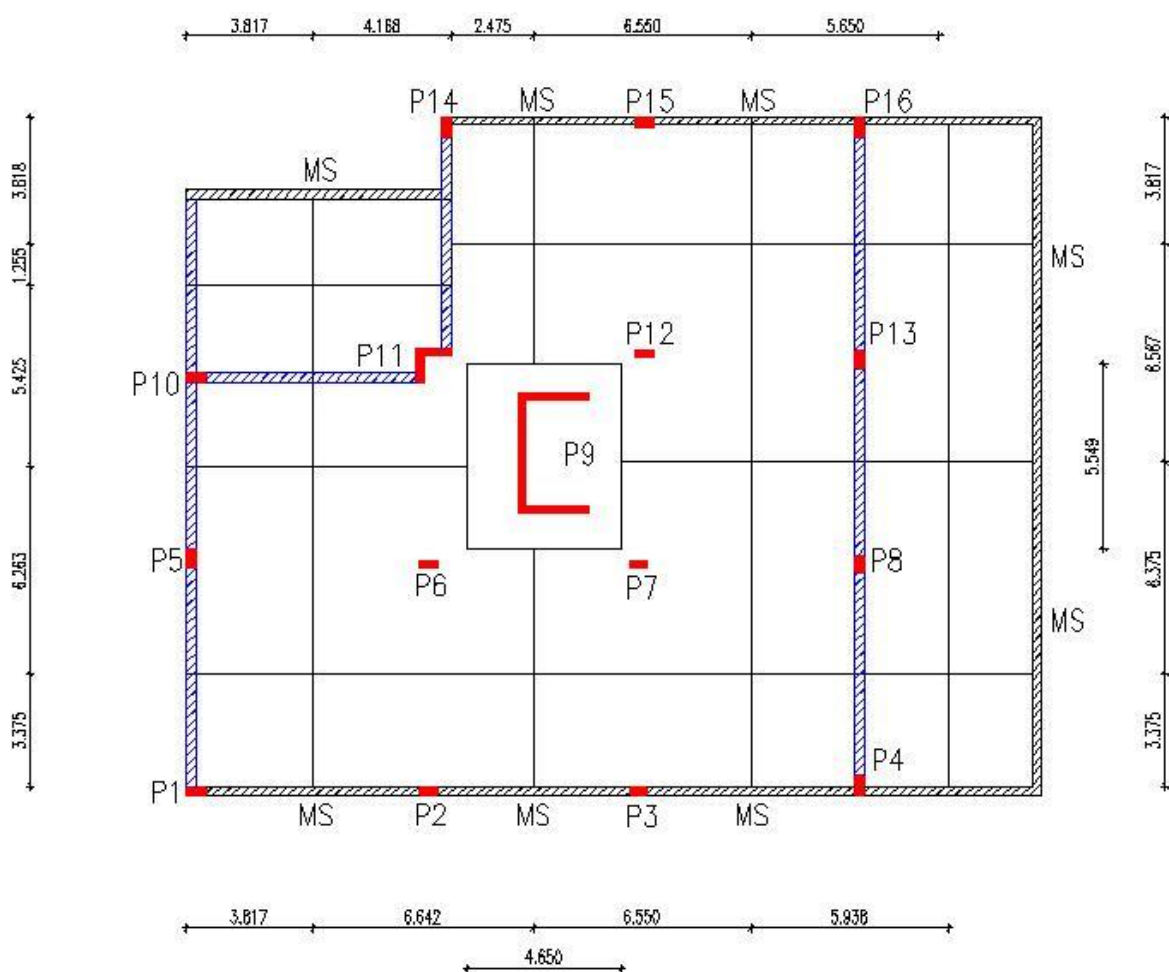
De seguida apresenta-se uma tabela com os pilares e as respectivas áreas de influência.

PILAR	ÁREA (m ²)
P1	–
P2	–
P3	–
P4	–
P5	22,03
P6	36,62
P7	34,87
P8	37,85
P9	25,81
P10	19,08

P11	33,02
P12	35,20
P13	39,00
P14	–
P15	–
P16	–

Convém referir que os pilares P1, P2, P3, P4, P14, P15 e P16 não possuem área de influência uma vez que a laje vai descarregar sobre o muro de suporte, logo, não tendo influência no dimensionamento destes pilares.

A.2.2. ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DO RÉS-DO-CHÃO



Tal como anteriormente, apresenta-se de seguida uma tabela com a área de influência de cada pilar.

PILAR	ÁREA (m ²)
P1	–
P2	–
P3	–
P4	–
P5	22,03
P6	36,62
P7	34,87
P8	37,85
P9	25,81
P10	18,03
P11	31,52
P12	35,20
P13	37,02
P14	–
P15	–
P16	–

Figure 1 shows a floor plan of a building with a central square room (P9) and a surrounding corridor system. The plan includes dimensions for various segments and points labeled P1 through P16. The corridor is highlighted with a blue hatched pattern, and the main rooms are outlined in green. The central room P9 is a square with a red outline. The dimensions are provided in meters.

Key dimensions and points:

- Top horizontal dimensions: 3.817, 3.868, 2.775, 6.550, 5.650.
- Left vertical dimensions: 3.818, 3.867, 2.812, 6.263, 5.900.
- Right vertical dimensions: 3.817, 6.567, 6.375, 3.675, 2.225.
- Bottom horizontal dimensions: 3.817, 6.642, 6.550, 4.850.
- Bottom-most horizontal dimension: 4.650.
- Points: P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P15, P16.

PILAR	ÁREA (m²)		
	Habitação	Avançado	Varanda
P1	11,87	2,58	3,79
P2	22,42	7,88	6,9
P3	22,11	10,46	1,56
P4	10,55	–	9,51
P5	22,03	–	–

P6	36,62	–	–
P7	34,87	–	–
P8	19,92	–	8,12
P9	25,81	–	–
P10	8,84	–	–
P11	21,52	–	–
P12	35,20	–	–
P13	20,52	7,88	–
P14	8,71	–	–
P15	23,04	–	–
P16	10,99	–	6,37

Tal como já foi referido no capítulo 3, estes pisos só apresentam uma singularidade, mais propriamente ao nível do piso 1. Tal situação deve-se à inexistência de varanda no T4, ou seja, no canto inferior direito. Isto é tido em conta na tabela final de pré-dimensionamento de pilares que é apresentada mais à frente.

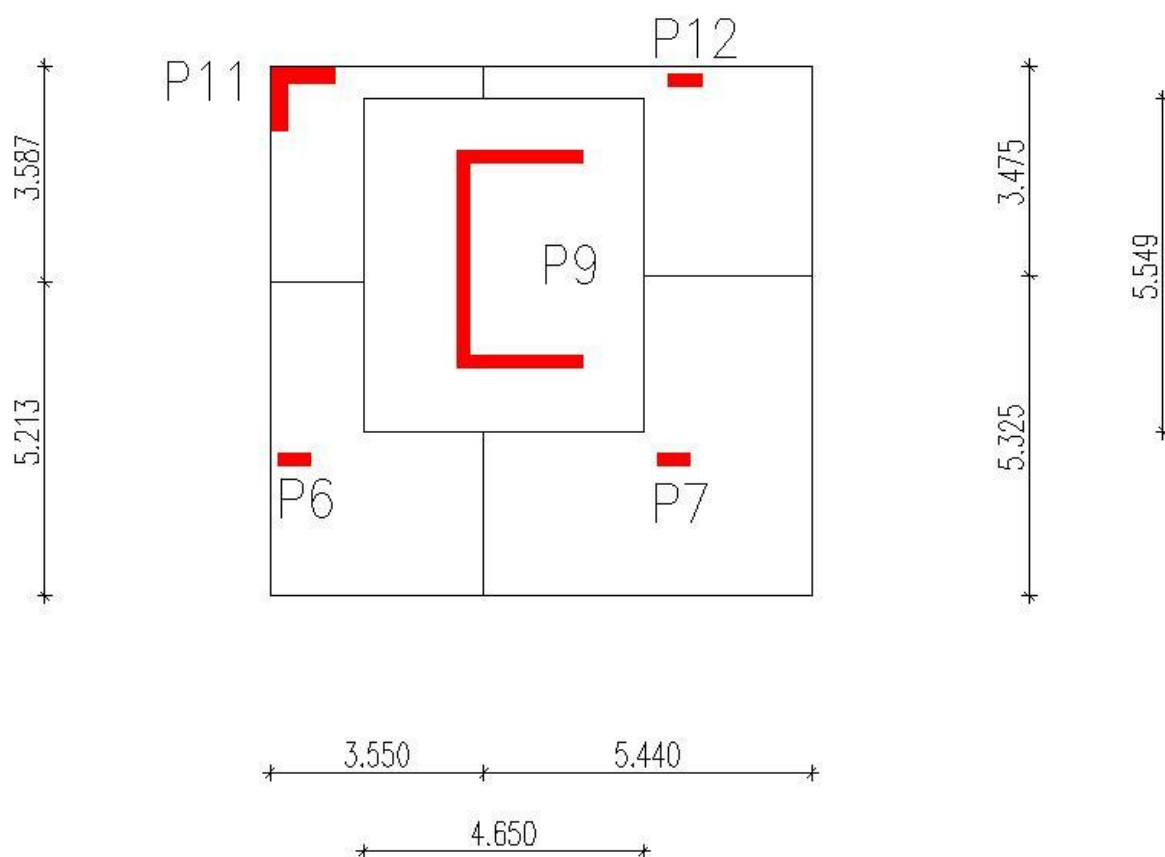
A.2.4. ÁREA DE INFLUÊNCIA DA COBERTURA

A cobertura apresenta exactamente a mesma planta que o piso tipo em termos de áreas. No entanto estas deixam de ser divididas, ou seja, não há separação entre área de habitação, varanda ou avançado. Desta forma, na seguinte tabela, apresentam-se as respectivas áreas para cada pilar, que no fundo não são mais do que um somatório das diferentes parcelas da tabela anterior.

PILAR	ÁREA (m ²)
P1	18,24
P2	37,20
P3	34,13
P4	20,06
P5	22,03
P6	36,62
P7	34,87
P8	28,04
P9	25,81
P10	8,84

P11	21,52
P12	35,20
P13	28,40
P14	8,71
P15	23,04
P16	17,36

A.2.5. ÁREA DE INFLUÊNCIA DA COBERTURA DA CAIXA DE ESCADAS



Tal como nos outros casos, segue a tabela com as áreas de influência de cada pilar.

PILAR	ÁREA (m ²)
P6	13,53
P7	22,08
P9	25,81
P11	6,61
P12	11,09

A.2.6. TABELA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Pilar	Cave					R/C					Piso 1 a 6											
	MS		Laje		Viga		MS		Laje		Viga		Laje		Viga+Parede		Parede Exterior		Varanda		Avançado	
			Área	Carga 1	L inf	Carga 7			Área	Carga 2	L inf	Carga 7	Área	Carga 2	L inf	Carga 4	L inf	Carga 5	Área	Carga 3	Área	Carga 2
P1	ms					ms							11,87	11,50	7,20	15,25			3,79	14,50	2,58	11,50
P2	ms					ms							22,42	11,50	6,64	15,25	5,38	10,00	6,90	14,50	7,88	11,50
P3	ms					ms							22,11	11,50	6,55	15,25	5,35	10,00	1,56	14,50	10,46	11,50
P4	ms					ms							10,55	11,50	6,80	15,25			9,51	14,50		
P5			22,03	12,00	6,26	5,25			22,03	11,50	6,26	5,25	22,03	11,50	6,26	15,25						
P6			36,62	12,00					36,62	11,50			36,62	11,50								
P7			34,87	12,00					34,87	11,50			34,87	11,50								
P8			37,85	12,00					37,85	11,50			19,92	11,50	6,38	15,25			8,12	14,50		
P9			25,81	12,00					25,81	11,50			25,81	11,50								
P10			19,08	12,00	5,43	5,25			18,03	11,50	8,34	5,25	8,84	11,50	6,33	15,25						
P11			33,02	12,00					31,52	11,50	5,48	5,25	21,52	11,50	6,74	15,25						
P12			35,20	12,00					35,20	11,50			35,20	11,50								
P13			39,00	12,00					37,02	11,50	6,57	5,25	20,52	11,50	6,57	15,25	5,38	10,00			7,88	11,50
P14	ms					ms							8,71	11,50	6,29	15,25						
P15	ms					ms							23,04	11,50	6,55	15,25						
P16	ms					ms							10,99	11,50	6,94	15,25			6,37	14,50		

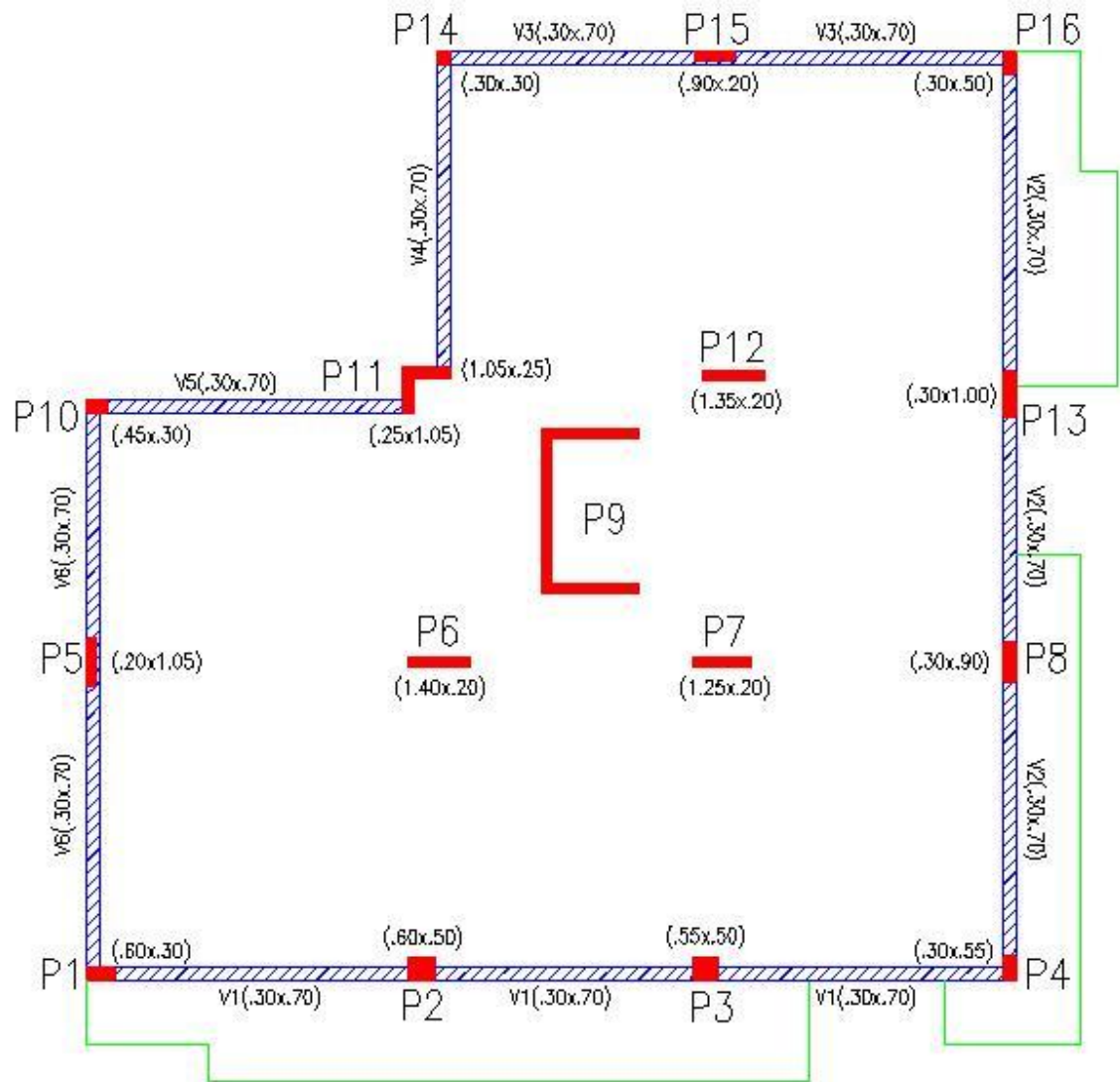
Carga 1	peso próprio + revestimentos + sobrecarga = 6 + 2 + 4	12 kN/m ²
Carga 2	peso próprio + revestimentos + divisórias + sobrecarga = 6 + 3,5 + 2	11,5 kN/m ²
Carga 3	peso próprio + revestimentos + sobrecarga = 6 + 3,5 + 5	14,5 kN/m ²
Carga 4	peso próprio (viga) + peso próprio (parede) = 5,25 + 10	15,25 kN/m
Carga 5	peso próprio	10 kN/m
Carga 6	peso próprio + revestimentos + sobrecarga = 6 + 3,5 + 1	10,5 kN/m ²
Carga 7	peso próprio	5,25 kN/m

Pilar	Cobertura		Cob. Superior		Total		
	Laje		Laje		N	Nsd	Ac
	Área	Carga 6	Área	Carga 6	KN	KN	cm2
P1	18,24	10,50			2177,10	3265,65	1551,38
P2	37,20	10,50			4012,14	6018,21	2859,01
P3	34,13	10,50			3661,74	5492,61	2609,32
P4	20,06	10,50			2250,26	3375,38	1603,51
P5	22,03	10,50			2907,92	4361,87	2072,15
P6	36,62	10,50	13,53	10,50	3913,93	5870,89	2789,02
P7	34,87	10,50	22,08	10,50	3823,45	5735,18	2724,55
P8	28,04	10,50			3730,39	5595,58	2658,23
P9	25,81	10,50	25,81	10,50	2929,44	4394,15	2087,48
P10	8,84	10,50			1790,47	2685,70	1275,87
P11	21,52	10,50	6,61	10,50	3183,99	4775,98	2268,87
P12	35,20	10,50	11,09	10,50	3742,05	5613,07	2666,54
P13	28,40	10,50			4109,39	6164,08	2928,30
P14	8,71	10,50			1268,25	1902,38	903,74
P15	23,04	10,50			2431,01	3646,51	1732,31
P16	17,36	10,50			2129,97	3194,96	1517,80

Carga 1	peso próprio + revestimentos + sobrecarga = 6 + 2 + 4	12 kN/m ²
Carga 2	peso próprio + revestimentos + divisórias + sobrecarga = 6 + 3,5 + 2	11,5 kN/m ²
Carga 3	peso próprio + revestimentos + sobrecarga = 6 + 3,5 + 5	14,5 kN/m ²
Carga 4	peso próprio (viga) + peso próprio (parede) = 5,25 + 10	15,25 kN/m
Carga 5	peso próprio	10 kN/m
Carga 6	peso próprio + revestimentos + sobrecarga = 6 + 3,5 + 1	10,5 kN/m ²
Carga 7	peso próprio	5,25 kN/m

Pilar	Ac (cm ²)	Larg (cm)	Comp (cm)	Dimensões (Lxx x Lyy)	Ac final (cm ²)	Observações
P1	1551	30	51,7	60 x 30	1800	Por razões construtivas aumentou-se o comprimento para 60cm
P2	2859	30	95,3	60 x 50	3000	Limitação arquitectónica - comprimento limitado a 65cm
P3	2609	30	87,0	55 x 50	2750	Limitação arquitectónica no R/C - comprimento limitado a 55cm
P4	1604	30	53,5	30 x 55	1650	
P5	2072	30	69,1	20 x 105	2100	
P6	2789	20	139,5	140 x 20	2800	
P7	2725	20	136,2	125 x 20	2500	Limitação arquitectónica - comprimento limitado a 125cm
P8	2658	30	88,6	30 x 90	2700	
P9	2087	20	104,4	200 x 20 + 20 x 340 + 200 x 20	14800	Este valor já se esperava elevado uma vez que se trata da caixa de elevadores, logo, com grandes dimensões
P10	1276	30	42,5	45 x 30	1350	
P11	2269	25	90,8	25 x 105 + 105 x 25	5250	Pilar de canto
P12	2667	20	133,3	135 x 20	2700	
P13	2928	30	97,6	30 x 100	3000	
P14	904	30	30,1	30 x 30	900	
P15	1732	20	86,6	90 x 20	1800	
P16	1518	30	50,6	30 x 50	1500	

A.2.7. PLANTA FINAL DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO



ANEXO 3

DIMENSIONAMENTO

A.3.1. PLANTA ESTRUTURAL DO PISO TIPO

A.3.2. VIGA 2

A.3.3. VIGA 3

A.3.4. VIGA 4

A.3.5. VIGA 5

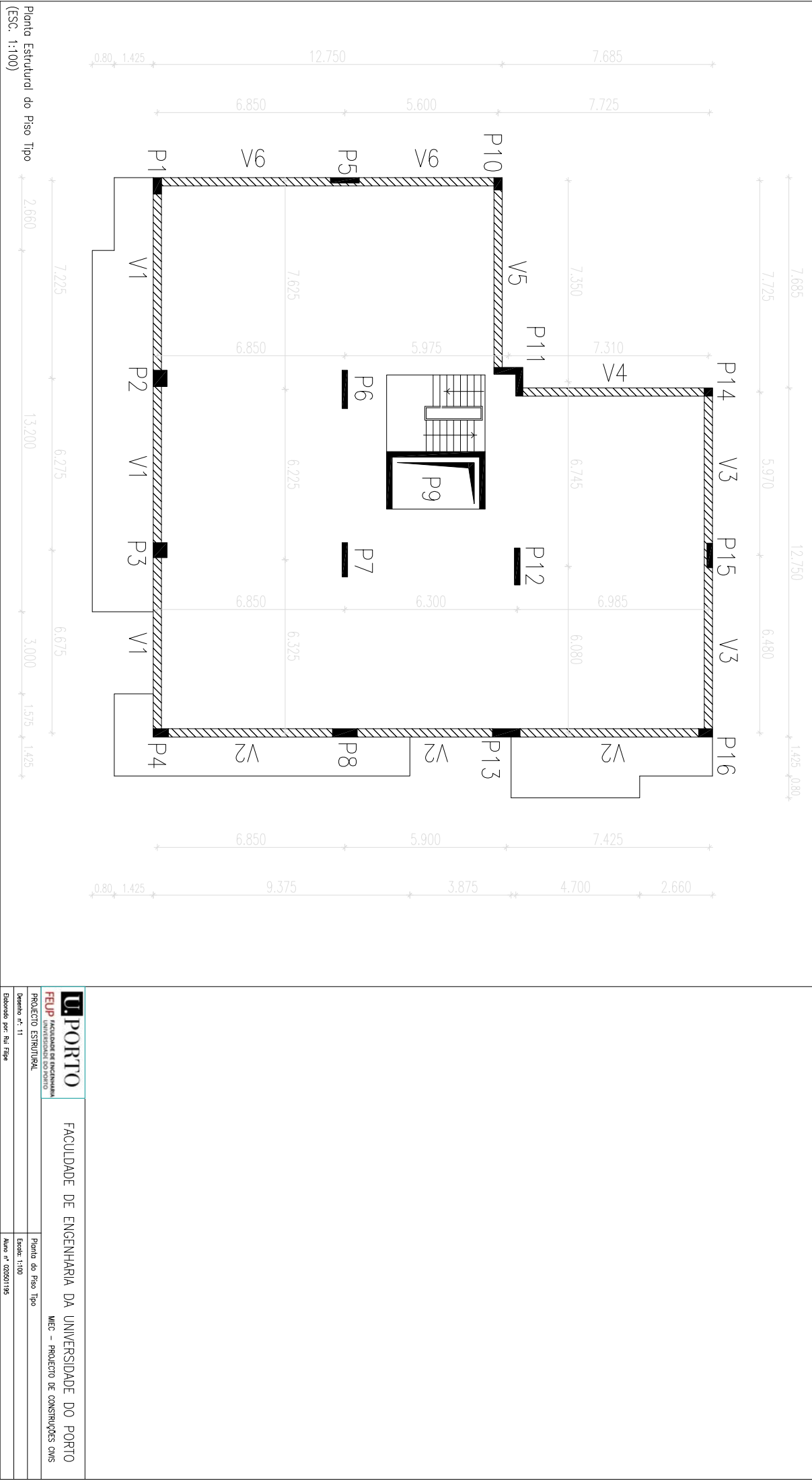
A.3.6. VIGA 6

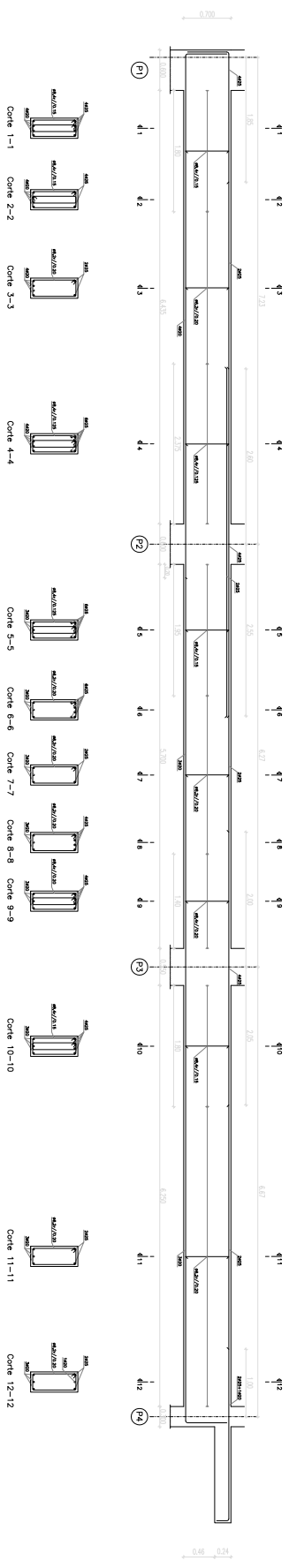
A.3.7. LAJE – ARMADURA SUPERIOR

A.3.8. LAJE – ARMADURA INFERIOR

A.3.9. CORTE DE VARANDA – A-A

A.3.1. PLANTA ESTRUTURAL DO PISO TIPO





A.3.2. VIGA 2

Diagrama de Momentos

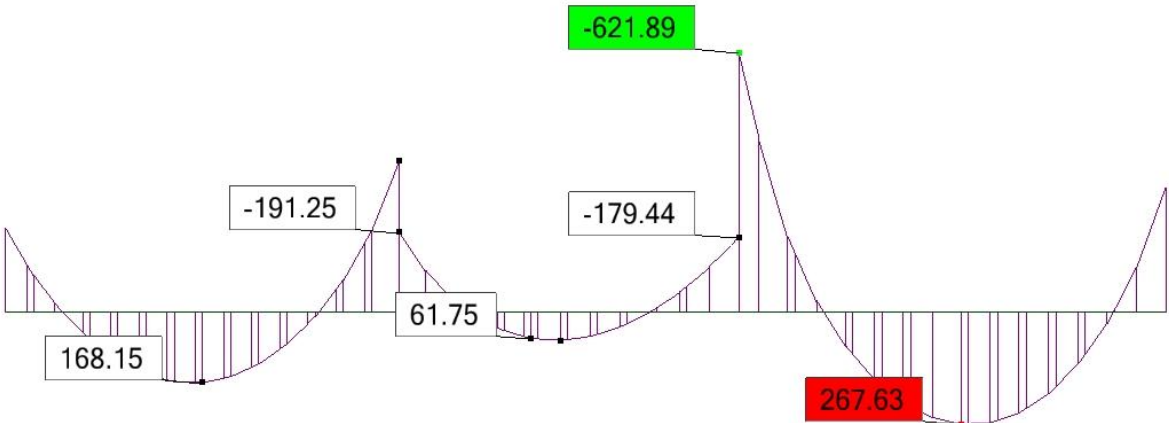


Tabela de valores

Tramo	x (m)	Msd (kN.m)
1 L = 6,85m	0	-202,43
	0,99	0
	3,43	168,15
	5,45	0
	6,85	-361,82
2 L = 5,89m	0	-191,25
	1,23	0
	2,79	66,79
	4,34	0
	5,89	-179,44
3 L = 7,43m	0	-621,89
	1,48	0
	3,87	267,63
	6,52	0
	7,43	-298,94

Diagrama de esforço transverso

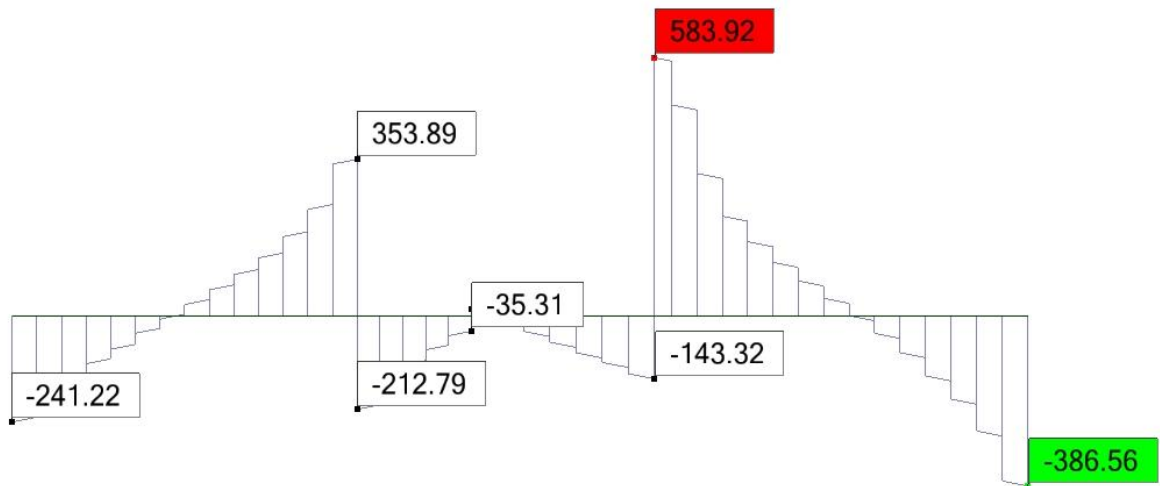


Tabela de Valores

Tramo	x (m)	Vsd (kN)
1 L = 6,85m	0	-241,22
	3,29	0
	6,85	352,89
2 L = 5,89m	0	-212,79
	2,79	0
	5,89	-143,32
3 L = 7,43m	0	583,92
	3,87	0
	7,43	-386,56

Tabela Armadura Longitudinal

Armadura	Msd (kN.m)	μ	As,calc (cm ²)	Solução	As,effect (cm ²)	ρ (%)
Superior	202,43	0,093	7,73	2Ø25+1Ø20	12,96	0,66
	361,82	0,166	14,71	3Ø25	14,73	0,74
	621,89	0,285	27,84	6Ø25	29,45	1,49
	298,94	0,137	11,84	2Ø25+1Ø20	12,96	0,66
Inferior	168,15	0,077	6,30	3Ø20	9,42	0,48
	267,63	0,123	10,50	4Ø20	12,57	0,64
	66,79	0,031	2,43	3Ø20	9,42	0,48

Tabela Armadura Transversal

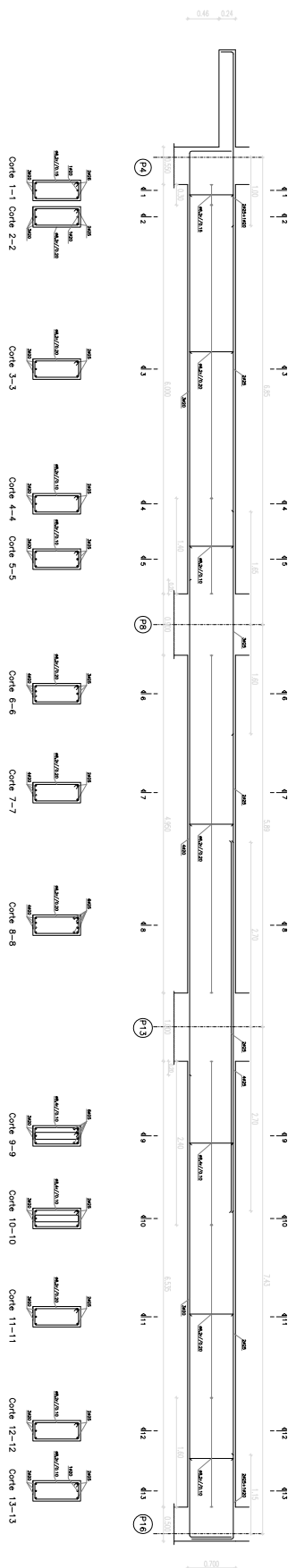
Tramo	Apoio	Vsd (kN)	Vwd (kN)	(Asw/s),calc (cm ² /m)	s máx (cm)	Solução	(Asw/s),eff (cm ² /m)
1	Esquerdo	241,22	92,72	3,59	25	Ø6,2r//0,15	3,80
	Direito	352,89	204,39	7,91	25	Ø8,2r//0,10	10,1
2	Esquerdo	212,79	Estribos mínimos → Ø6,2r//0,20				
	Direito	143,3	Estribos mínimos → Ø6,2r//0,20				
3	Esquerdo	583,92	435,42	16,85	25	Ø8,4r//0,10	20,1
	Direito	386,56	238,06	9,21	25	Ø8,2r//0,10	10,1

Tabela Dispensa de Armaduras

Tramo	Apoio	Z1ou (L-Z2) (m)	As,calc (cm2)	As,eff (cm2)	As,corr (cm2)	X (m)	lb,net (m)	al (m)	Ltotal (m)
1	Esquerdo	0,99	7,73	12,96	9,82	0,00	0,30	0,66	1,00
	Direito	1,40	14,71	14,73	9,82	0,47	0,50	0,66	1,65
2	Esquerdo	1,23	14,71	14,73	9,82	0,41	0,50	0,66	1,60
	Direito	1,55	27,84	29,45	9,82	1,00	1,00	0,66	2,70
3	Esquerdo	1,48	27,84	29,45	9,82	0,96	1,00	0,66	2,70
	Direito	0,91	11,84	12,96	9,82	0,16	0,30	0,66	1,15

Tabela Armadura Transversal – Distâncias

Tramo	Apoio	Z ou (L-Z) (m)	Vsd (kN)	X (m)	Distancia a estribar (m)
1	Esquerdo	3,29	241,26	0,26	0,30
	Direito	3,56	352,89	1,32	1,40
3	Esquerdo	3,87	583,92	2,40	2,40
	Direito	3,56	386,56	1,52	1,60



A.3.3. VIGA 3

Diagrama de Momentos

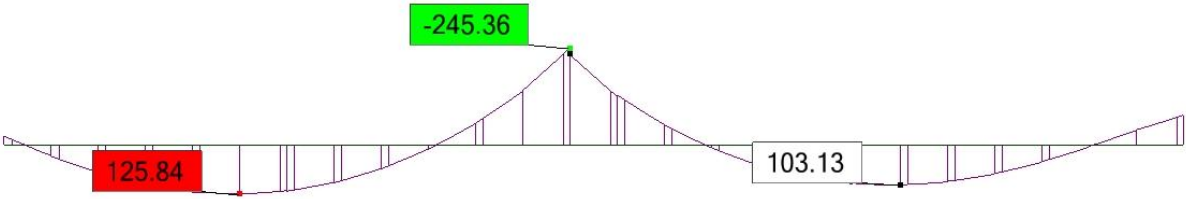


Tabela de valores

Tramo	x (m)	Msd (kN.m)
1 L = 5,97m	0	-22,74
	0,22	0
	2,49	125,84
	4,57	0
	5,97	-245,36
2 L = 6,48m	0	-230,87
	1,43	0
	3,49	103,13
	5,98	0
	6,48	-80,65

Diagrama de esforço transversal

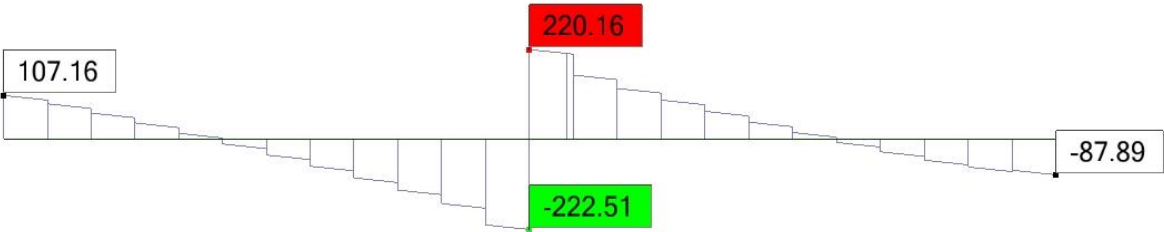


Tabela de Valores

Tramo	x (m)	Vsd (kN)
1 L = 5,97m	0	107,16
	2,49	0
	5,97	-222,51
2 L = 6,48m	0	220,16
	3,49	0
	6,48	-87,85

Tabela Armadura Longitudinal

Armadura	Msd (kN.m)	μ	As,calc (cm ²)	Solução	As,effect (cm ²)	ρ (%)
Superior	22,74	0,011	0,85	2Ø20+1Ø16	8,29	0,42
	245,36	0,113	9,56	4Ø20	12,57	0,64
	80,65	0,037	2,92	2Ø20+1Ø16	8,29	0,42
Inferior	125,84	0,058	4,66	3Ø16	6,03	0,31
	103,12	0,047	3,74	3Ø16	6,03	0,31

Tabela Armadura Transversal

Tramo	Apoio	Vsd (kN)	Vwd (kN)	(Asw/s),calc (cm ² /m)	s máx (cm)	Solução	(Asw/s),eff (cm ² /m)
1	Esquerdo	107,16		Estribos mínimos → Ø6,2r//0,20			
	Direito	222.51		Estribos mínimos → Ø6,2r//0,20			
2	Esquerdo	220.16		Estribos mínimos → Ø6,2r//0,20			
	Direito	87.89		Estribos mínimos → Ø6,2r//0,20			

Tabela Dispensa de Armaduras

Tramo	Apoio	Z1ou (L-Z2) (m)	As,calc (cm2)	As,eff (cm2)	As,corr (cm2)	X (m)	lb,net (m)	al (m)	Ltotal (m)
1	Esquerdo	0,22	0,85	8,29	6,28	0,00	0,24	0,66	0,90
	Direito	1,40	9,56	12,57	6,28	0,49	0,60	0,66	1,75
2	Esquerdo	1,43	9,56	12,57	6,28	0,49	0,60	0,66	1,75
	Direito	0,50	2,92	8,29	6,28	0,00	0,24	0,66	0,90

A.3.4. VIGA 4

Diagrama de Momentos

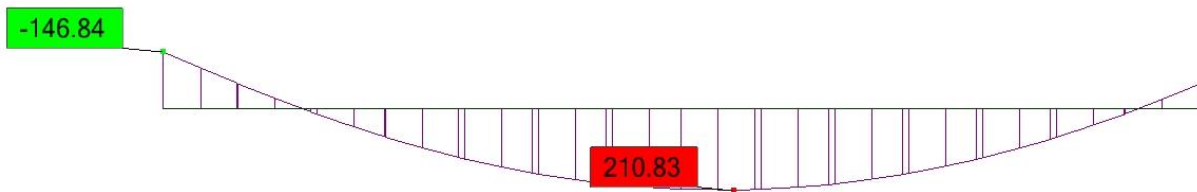


Tabela de valores

Tramo	x (m)	Msd (kN.m)
1 L = 6,95m	0	-146,84
	0,94	0
	3,84	210,83
	6,56	0
	6,95	-61,73

Diagrama de esforço transversal

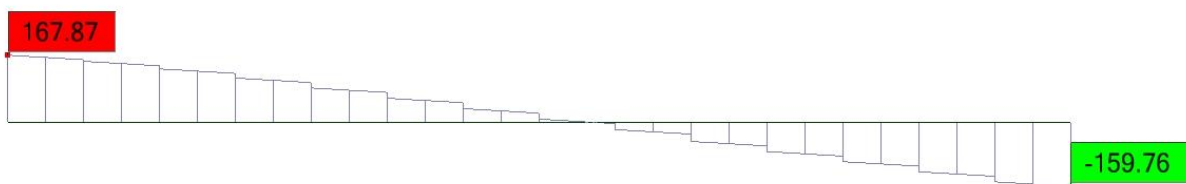


Tabela de Valores

Tramo	x (m)	Vsd (kN)
1 L = 6,95m	0	167,87
	3,84	0
	6,95	-159,76

Tabela Armadura Longitudinal

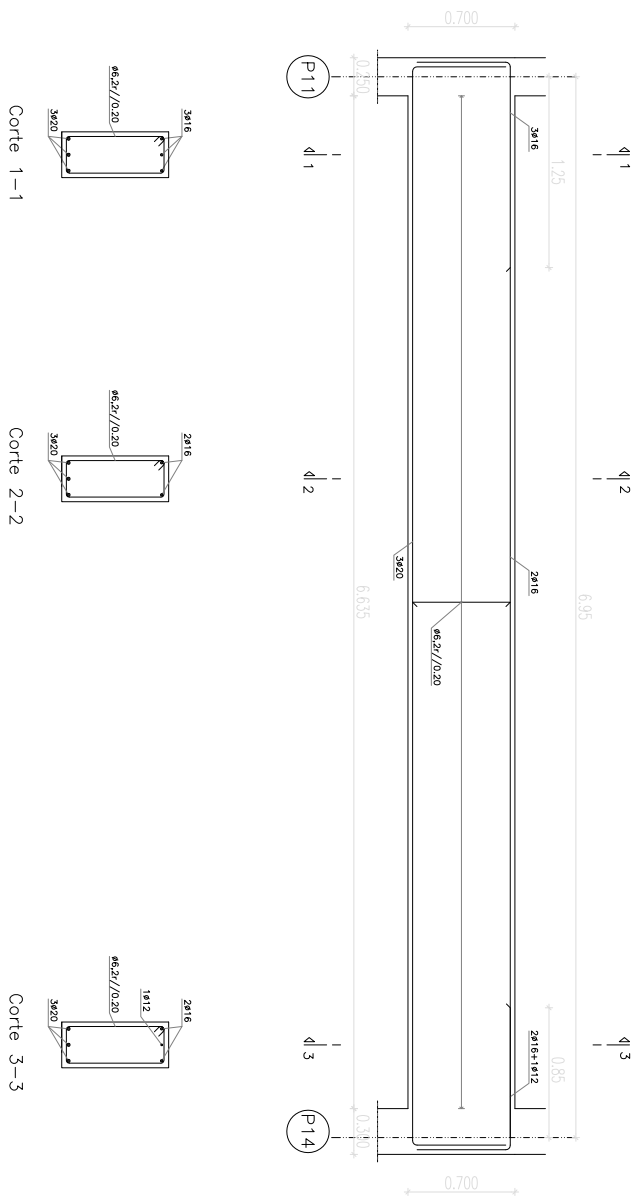
Armadura	Msd (kN.m)	μ	As,calc (cm ²)	Solução	As,effect (cm ²)	ρ (%)
Superior	146,84	0,067	5,43	3Ø16	6,03	0,31
	61,73	0,028	2,19	2Ø16+1Ø12	5,15	0,26
Inferior	210,83	0,097	8,09	3Ø20	9,42	0,48

Tabela Armadura Transversal

Tramo	Apoio	Vsd (kN)	Vwd (kN)	(Asw/s),calc (cm ² /m)	s máx (cm)	Solução	(Asw/s),eff (cm ² /m)
1	Esquerdo	167,87		Estribos mínimos → Ø6,2r//0,20			
	Direito	159,76		Estribos mínimos → Ø6,2r//0,20			

Tabela Dispensa de Armaduras

Tramo	Apoio	Z1ou (L-Z2) (m)	As,calc (cm2)	As,eff (cm2)	As,corr (cm2)	X (m)	lb,net (m)	al (m)	Ltotal (m)
1	Esquerdo	0,94	5,43	6,03	4,02	0,25	0,32	0,66	1,25
	Direito	0,39	2,19	5,15	4,02	0,00	0,16	0,66	0,85



U.PORTO <small>UNIVERSIDADE DE PORTO</small>			
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO			
MEC - PROJETO DE CONSTRUÇÕES CIVIS			
PROJETO DE BELO JAMADO		Corte: Viga 4	Scale: 1/20
Desenho n.º 15		AutoCAD: 2020	AutoCAD: 2020
Elaborado por: Rui Figueira		Data: Fevereiro de 2020	

A.3.5. VIGA 5

Diagrama de Momentos

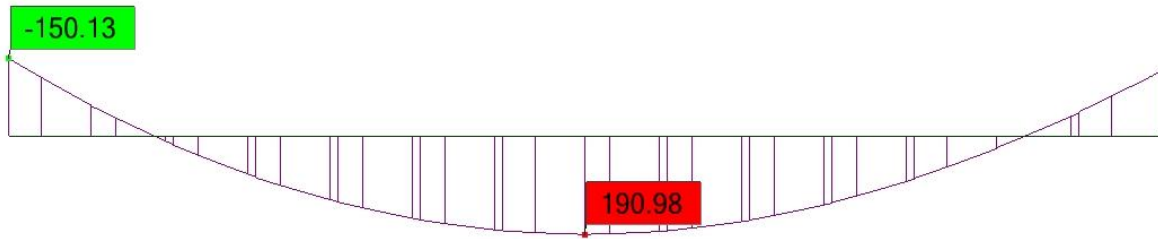


Tabela de valores

Tramo	x (m)	Msd (kN.m)
1 L = 6,95m	0	-150,13
	0,88	0
	3,47	190,98
	6,13	0
	6,95	-126,07

Diagrama de esforço transverso

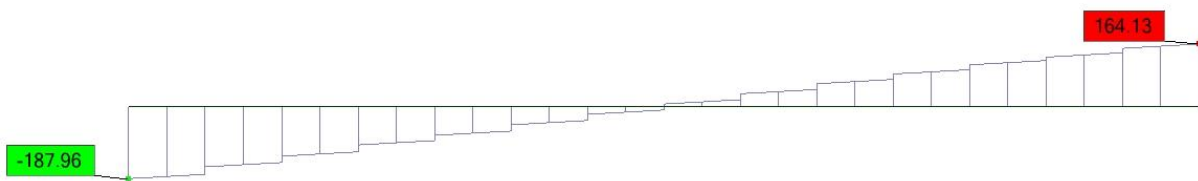


Tabela de Valores

Tramo	x (m)	Vsd (kN)
1 L = 6,95m	0	-187,96
	3,47	0
	6,95	164,13

Tabela Armadura Longitudinal

Armadura	Msd (kN.m)	μ	As,calc (cm ²)	Solução	As,effect (cm ²)	ρ (%)
Superior	150,13	0,069	5,61	3Ø16	6,03	0,31
	126,07	0,058	4,67	3Ø16	6,03	0,31
Inferior	190,98	0,088	7,28	3Ø20	9,42	0,48

Tabela Armadura Transversal

Tramo	Apoio	Vsd (kN)	Vwd (kN)	(Asw/s),calc (cm ² /m)	s máx (cm)	Solução	(Asw/s),eff (cm ² /m)
1	Esquerdo	187,96				Estribos mínimos → Ø6,2r//0,20	
	Direito	164,13				Estribos mínimos → Ø6,2r//0,20	

Tabela Dispensa de Armaduras

Tramo	Apoio	Z1ou (L-Z2) (m)	As,calc (cm2)	As,eff (cm2)	As,corr (cm2)	X (m)	lb,net (m)	al (m)	Ltotal (m)
1	Esquerdo	0,88	5,61	6,03	4,02	0,25	0,32	0,66	1,25
	Direito	0,82	4,67	6,03	4,02	0,12	0,32	0,66	1,10

A.3.6. VIGA 6

Diagrama de Momentos

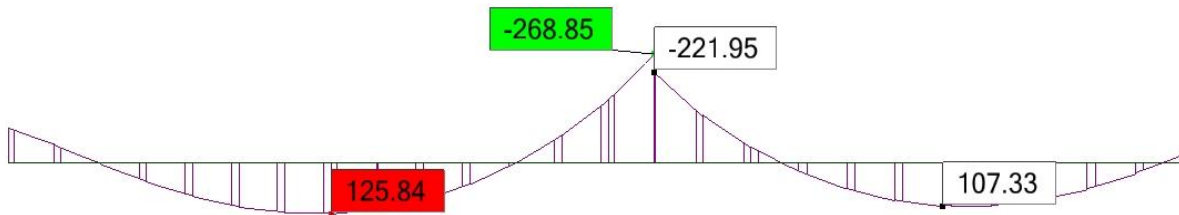


Tabela de valores

Tramo	x (m)	Msd (kN.m)
1 L = 6,85m	0	-86,30
	0,97	0
	3,43	125,84
	5,39	0
	6,85	-268,85
2 L = 5,60m	0	-221,95
	1,34	0
	3,51	107,33
	5,38	0
	5,60	-19,57

Diagrama de esforço transversal

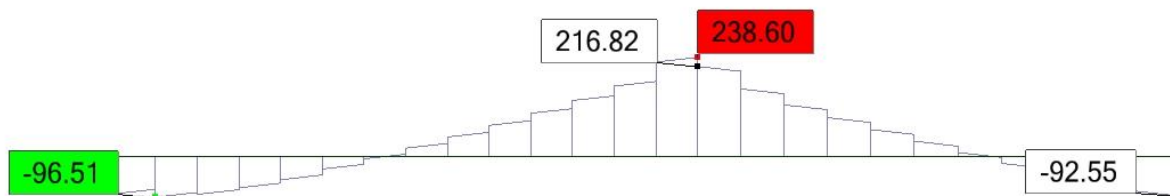


Tabela de Valores

Tramo	x (m)	Vsd (kN)
1 L = 6,85m	0	-88,82
	0,49	-96,51
	3,15	0
	6,85	238,6
2 L = 5,60m	0	216,82
	3,51	0
	5,60	-92,55

Tabela Armadura Longitudinal

Armadura	Msd (kN.m)	μ	As,calc (cm ²)	Solução	As,effect (cm ²)	ρ (%)
Superior	86,30	0,040	3,16	2Ø20+1Ø16	8,29	0,42
	268,85	0,123	10,50	4Ø20	12,57	0,64
	19,57	0,009	0,69	2Ø20+1Ø16	8,29	0,42
Inferior	125,84	0,058	4,66	3Ø16	6,03	0,31
	107,33	0,049	3,91	3Ø16	6,03	0,31

Tabela Armadura Transversal

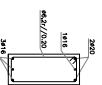
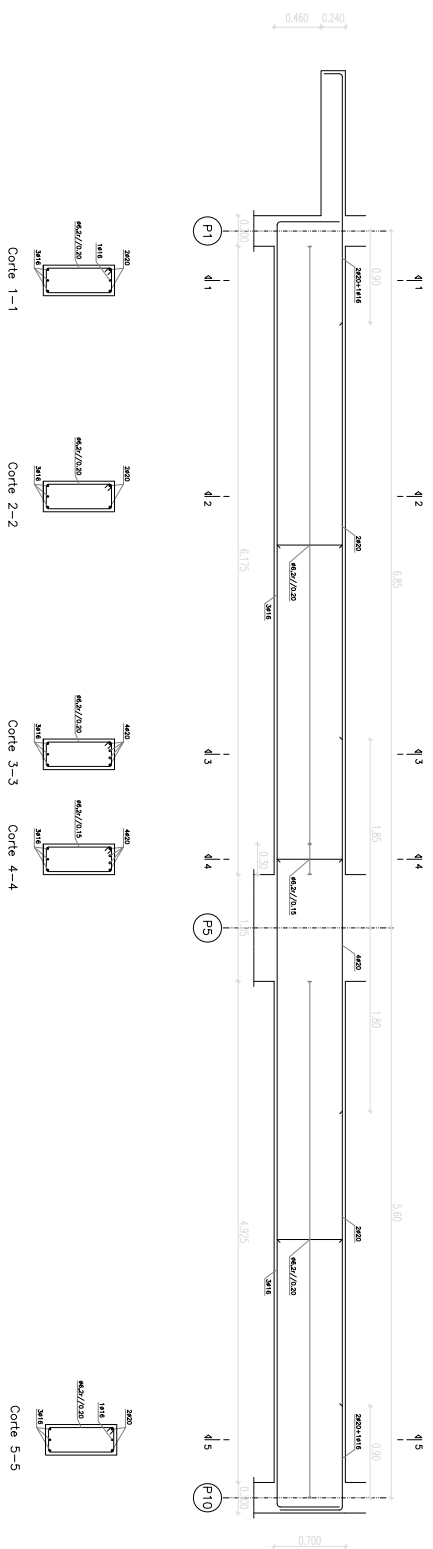
Tramo	Apoio	Vsd (kN)	Vwd (kN)	(Asw/s),calc (cm ² /m)	s máx (cm)	Solução	(Asw/s),eff (cm ² /m)
1	Esquerdo	88,82		Estribos mínimos → Ø6,2r//0,20			
	Direito	238,6	90,1	3,49	25	Ø6,2r//0,15	3,8
2	Esquerdo	216,82		Estribos mínimos → Ø6,2r//0,20			
	Direito	92,55		Estribos mínimos → Ø6,2r//0,20			

Tabela Dispensa de Armaduras

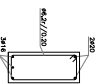
Tramo	Apoio	Z1 ou (L-Z2) (m)	As,calc (cm ²)	As,effect (cm ²)	As,corr (cm ²)	X (m)	lb,net (m)	al (m)	Ltotal (m)
1	Esquerdo	0,97	3,16	8,29	6,28	0,00	0,24	0,66	0,90
	Direito	1,46	10,50	12,57	6,28	0,59	0,60	0,66	1,85
2	Esquerdo	1,34	10,50	12,57	6,28	0,54	0,60	0,66	1,80
	Direito	0,22	0,69	8,29	6,28	0,00	0,24	0,66	0,90

Tabela Armadura Transversal – Distâncias

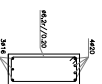
Tramo	Apoio	Z ou (L-Z) (m)	Vsd (kN)	X (m)	Distancia a estribar (m)
1	Direito	3,70	238,2	0,25	0,30



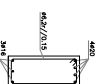
Corte 1-1



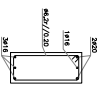
Corte 2-2



Corte 3-3



Corte 4-4



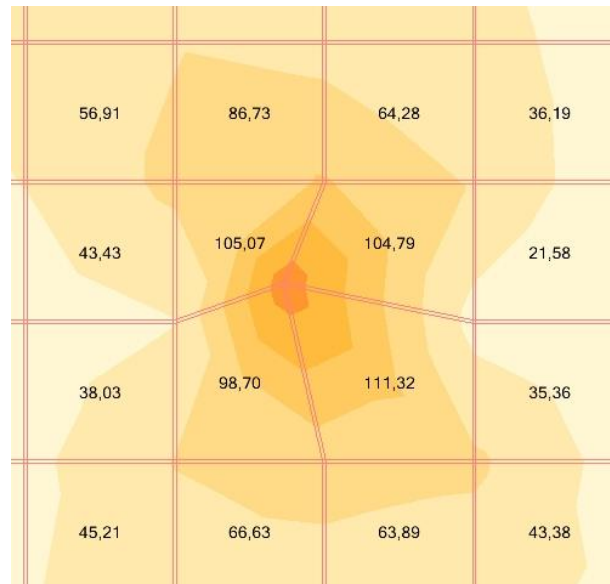
Corte 5-5

A.3.7. LAJE – ARMADURA SUPERIOR

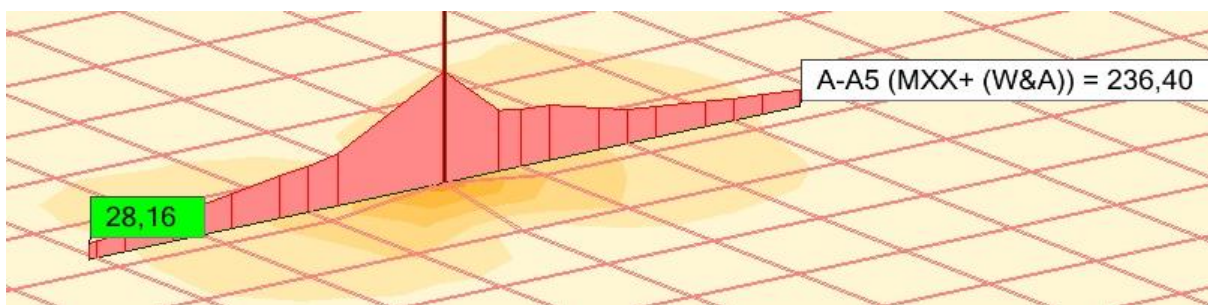
Em vez de se apresentar o cálculo individualizado para cada uma das zonas de pilares, apresenta-se primeiro todas as imagens necessárias, obtidas através do programa Robot Millennium v.17.5, seguindo-se uma tabela resumo com todos os valores dos cálculos efectuados, sendo que estes seguem a metodologia de cálculo indicada para a zona do pilar 6.

- Pilar 7

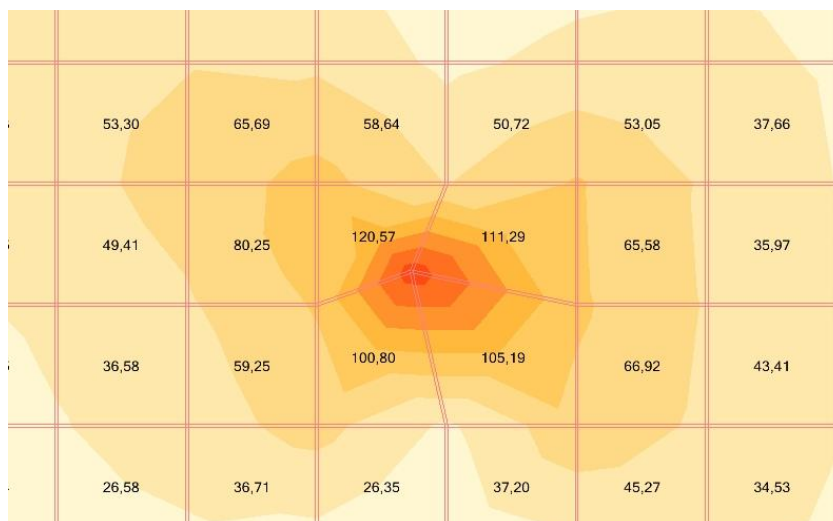
Na direcção “x”,



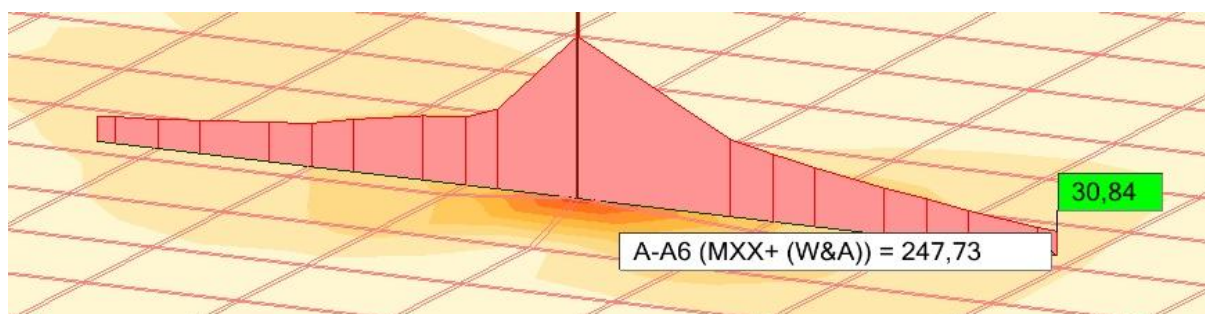
O respectivo corte,



Na direcção “y”,

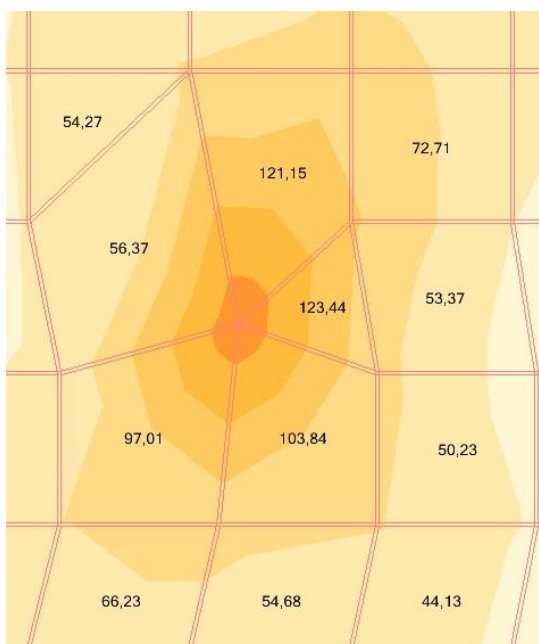


O respectivo corte,

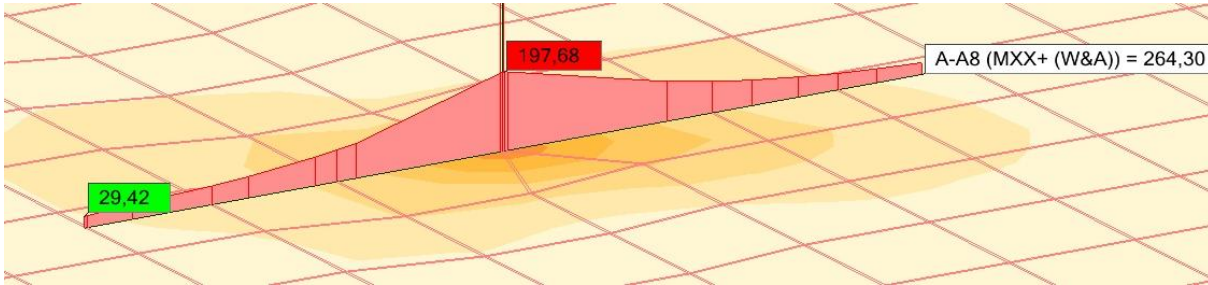


- Pilar 12

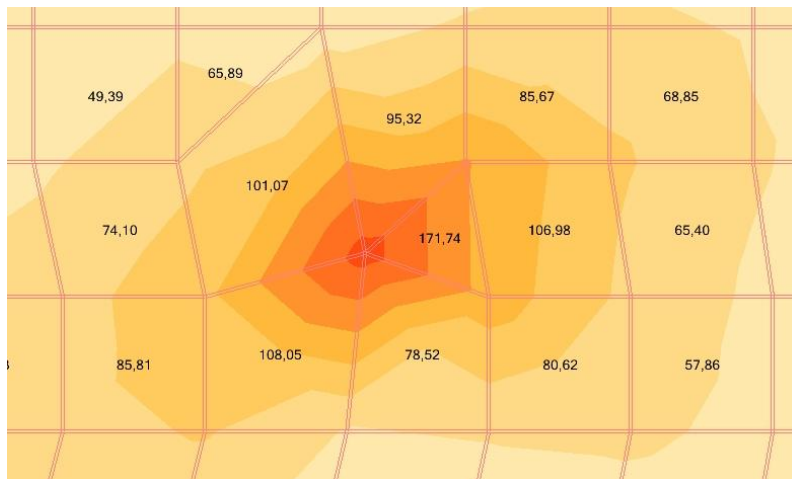
Na direcção “x”,



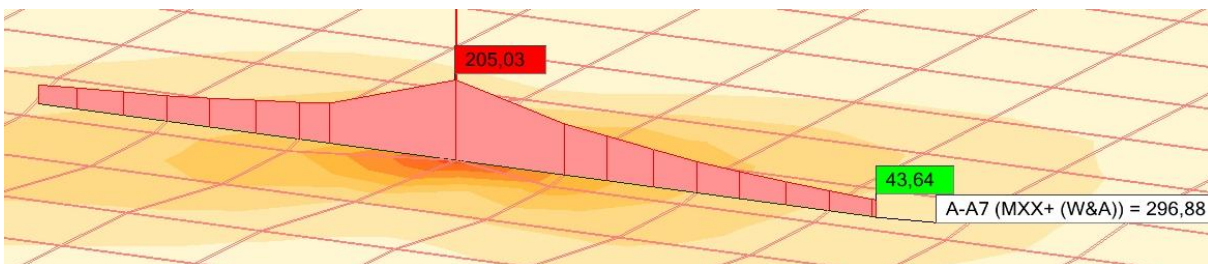
O respectivo corte,



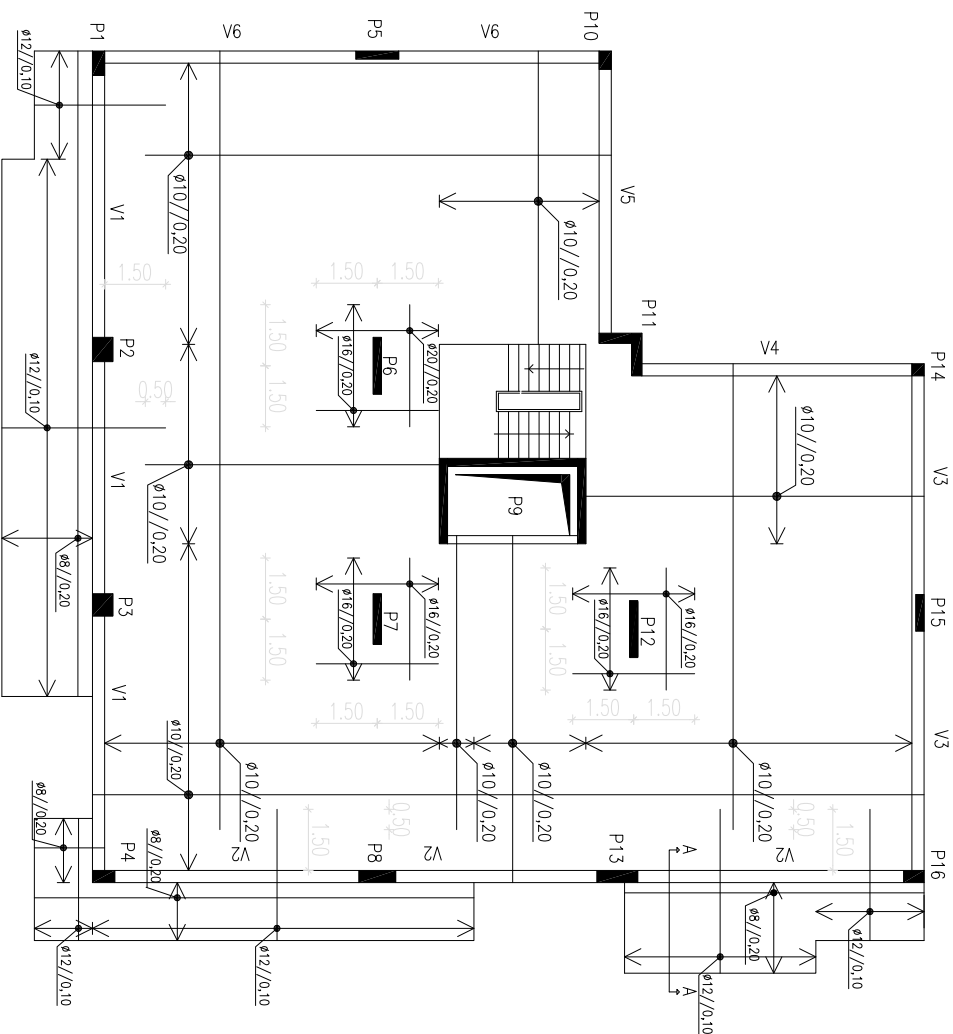
Na direcção “y”,



O respectivo corte,

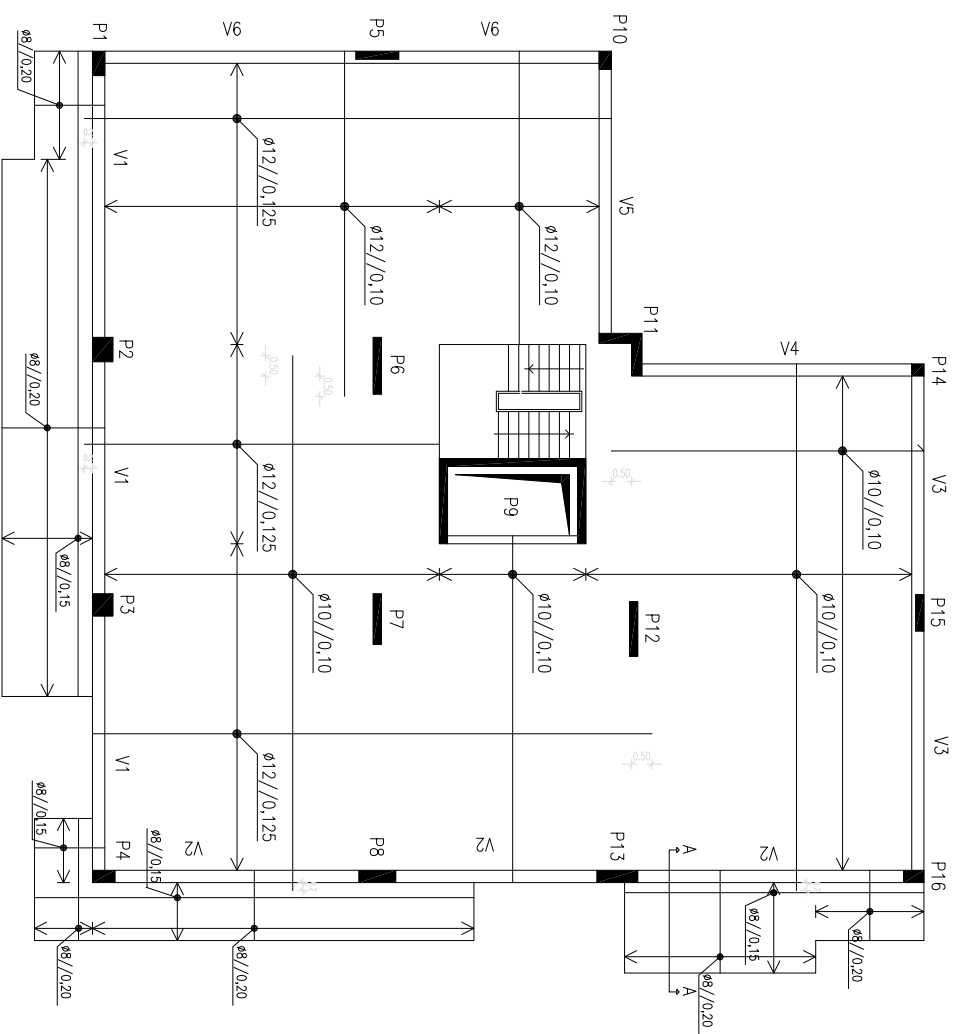


Zona	Direcção	Lcut (m)	$\int M$ (kN.m)	Msd (kN.m/m)	μ	As (cm ² /m)	As,exist (cm ² /m)	As,nec (cm ² /m)	Solução	As,ef (cm ² /m)
Pilar 7	“x”	3,0	236,40	78,80	0,1180	10,12	3,95	6,17	Ø16//0,20	10,05
	“y”	3,0	247,73	82,58	0,1236	10,66	3,95	6,71	Ø16//0,20	10,05
Pilar 12	“x”	3,0	264,30	88,10	0,1319	11,46	3,95	7,51	Ø16//0,20	10,05
	“y”	3,0	296,88	98,96	0,1481	13,06	3,95	9,11	Ø16//0,20	10,05



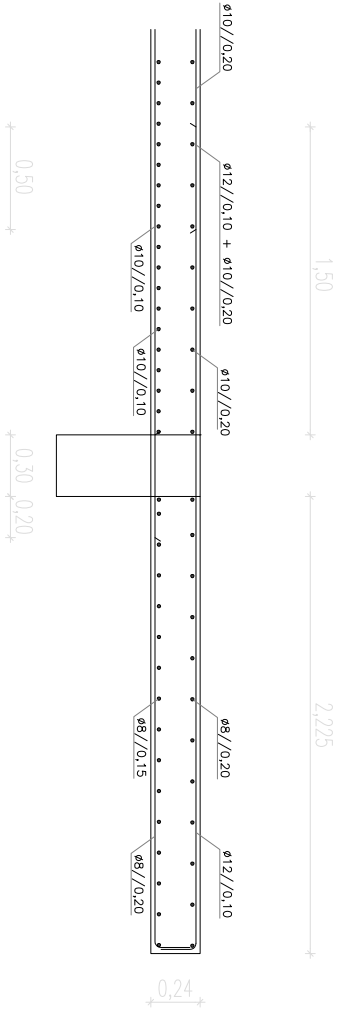
Planta do Piso Tipo – Armadura Superior
(ESC. 1:100)

A.3.8. LAJE – ARMADURA INFERIOR



Planta do Piso Tipo – Armadura Inferior
(Esc. 1:100)

A.3.9. CORTE DE VARANDA – A-A



<div><div><div><div><div><div></div><div>U.PORTO</div></div></div><div><div><div></div><div>FELP</div></div><div><div>Faculdade de Engenharia</div><div>Universidade do Porto</div></div></div><div><div>FEUP</div><div>Faculdade de Engenharia</div><div>Universidade do Porto</div></div></div></div><div>Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto</div><div>MEC – Projecto de Construção CIVIS</div></div>			
Desenho n.º 20	Projecto de Betão Armado	Cortes de Vitrando A-A	Betão: B30 (C25/30)
Elaborado por: Rui Figue		Aluno n.º 020501185	Apç: 0500
			Data: Fevereiro de 2019